

**Lehrstuhl und Prüfamnt für  
Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau**

**Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung  
des passiven Erddruckes feinkörniger Böden**

**Gerrit Pelz**

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen  
der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing.habil. Achim Hettler,  
Technische Universität Dortmund

Die Dissertation wurde am 20.07.2010 bei der Technischen Universität München eingereicht und  
durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 27.10.2010 angenommen.

## **Danksagung**

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München.

Mein ganz besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, für sein stetiges Interesse an dieser Arbeit, für die ausgezeichnete Ausbildung während meiner langjährigen Tätigkeit am Zentrum Geotechnik, sowie für die konstruktive, sehr angenehme und vertrauensvolle Zusammenarbeit.

Meinem Zweitprüfer Herrn Prof. Dr.-Ing.habil. Achim Hettler danke ich für die kritische Durchsicht der Arbeit und die hilfreichen Hinweise und Anregungen.

Bedanken möchte ich mich bei der Abteilung Ingenieurbau des Baureferats der Landeshauptstadt München, für die Möglichkeit der messtechnischen Begleitung bei den U-Bahn-Baumaßnahmen der Linien U3 Nord 2 und U3 Nord 3, sowie für die Freigabe der Messdaten.

Die Durchführung der umfangreichen Laborversuche wäre ohne Unterstützung des Labors am Zentrum Geotechnik nicht möglich gewesen. Für die tatkräftige Unterstützung bedanke ich mich bei Michael Tröndle, Monika Güntner und Michael Hoser.

Ein besonderer Dank gilt allen meinen Freunden, meinen Kolleginnen und Kollegen am Zentrum Geotechnik für die verlässliche Hilfsbereitschaft und für die fachlichen Diskussionen, vor allem aber für die immer angenehme und freundliche Zusammenarbeit. Ein außergewöhnlicher Dank gilt hierbei meinen Kollegen Dr.-Ing. Jochen Fillibeck und Dipl.-Ing. Roger Höfle für die ausgezeichnete und beispiellose Projekt- und Forschungsteamarbeit – ich danke Euch herzlich für die hilfreichen Dialoge, Eure guten Ideen und für die Freundschaft, die uns verbindet.

Meinen Eltern danke ich für die Förderung meiner Ausbildung, vor allem aber für ihre stete Unterstützung und den starken Rückhalt.

Und mein größter und herzlichster Dank gilt meiner lieben Frau Karin und meinen beiden Töchtern Leonie und Carla – für Eure Liebe, Eure unermessliche Geduld und Eure unentwegte moralische und tatkräftige Unterstützung.

München, im Dezember 2010

Gerrit Pelz

<b>Kurzzusammenfassung</b>	<b>V</b>
<b>Summary</b>	<b>V</b>
<b>Bezeichnungen</b>	<b>VI</b>
Lateinische Buchstaben	VI
Griechische Buchstaben	VIII
Indizes	VIII
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2 Grundlagen</b>	<b>4</b>
2.1 Der Seitendruckbeiwert $K_0$	4
2.2 Der passive Erddruck – Mobilisierungsfunktionen	8
<b>3 Verfahren zur Ermittlung der Vorbelastung überkonsolidierter Böden und ihres Ruhedruckbeiwertes</b>	<b>21</b>
3.1 Allgemeines	21
3.2 Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung $\sigma_{v,max}$	22
3.2.1 Verfahren nach CASAGRANDE	23
3.2.2 Verfahren nach VAN ZELST	23
3.2.3 Verfahren nach BURMISTER	24
3.2.4 Verfahren nach KOTZIAS	25
3.2.5 Verfahren unter Nutzung des Kompressions- und Schwellbeiwertes	26
3.2.6 Verfahren nach MURAYAMA & SHIBATA	27
3.2.7 Bewertung der einzelnen Verfahren	28
3.3 Ermittlung des Erdruhedruckbeiwertes $K_0$	30
3.3.1 Allgemeines	30
3.3.2 Ermittlung durch Feldversuche	30
3.3.3 Ermittlung durch indirekte Verfahren im Labor	30
3.3.4 Ermittlung durch direkte Verfahren im Labor	31
<b>4 Allgemeine Geologische Verhältnisse in München</b>	<b>34</b>
<b>5 Parameterbestimmung am Beispiel des Münchener Tertiärs</b>	<b>36</b>
5.1 Allgemeines	36
5.2 Versuche zur Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung	36
5.2.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm	36
5.2.2 Versuchsergebnisse	37

5.3	Versuche zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes $K_{0(oc)}$ überkonsolidierter Böden	39
5.3.1	Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm	39
5.3.2	Versuchsauswertung	41
5.3.3	Versuchsergebnisse	43
5.4	Versuche zur Bestimmung der spannungsabhängigen Steifigkeiten	47
5.4.1	Versuchsbeschreibung, Versuchsprogramm und Versuchsauswertung	47
5.4.2	Versuchsergebnisse	49
5.5	Versuche zur Bestimmung des Mobilisierungsverhaltens des passiven Erddruckes im Biaxialgerät	53
5.5.1	Grundidee / -prinzip des Versuches	53
5.5.2	Probenvorbereitung und -herstellung	56
5.5.3	Klassifikation des untersuchten Probenmaterials	57
5.5.4	Versuchsablauf	59
5.5.5	Versuchsergebnisse	63
5.5.6	Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Biaxialversuchen	71
<b>6</b>	<b>Die Mobilisierungsfunktion des Erdwiderstandes für vorbelastete Böden</b>	<b>72</b>
6.1	Allgemeines	72
6.2	Mobilisierungsfunktion für nichtbindige Böden	72
6.3	Mobilisierungsfunktion für bindige Böden	74
6.4	Zusammenfassung	79
<b>7</b>	<b>Numerische Simulation der Spannungsgeschichte und der Mobilisierung des Erdwiderstandes vorbelasteter Böden</b>	<b>80</b>
7.1	Wissensstand / Überblick über die verwendeten Stoffmodelle	80
7.1.1	Elastoplastische Stoffmodelle ("Hardening-Soil" Modell)	81
7.1.2	Elastoplastische Stoffmodelle ("Hardening-Soil" Modell) mit Berücksichtigung der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen	85
7.2	Anwendung auf den Münchener Baugrund und programmtechnische Umsetzung	87
7.3	Einfluss der Querdehnzahl $v_{ur}$ bei Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgängen	89
7.4	Simulation des Biaxialversuches	93
7.5	Einfluss der Eingangsparameter	97
<b>8</b>	<b>Vergleichsberechnungen mit der FE-Methode</b>	<b>102</b>
8.1	Allgemeines	102
8.2	Beispiel Baumaßnahme U-Bahn München, Linie U3, Abschnitt Nord 2	102



---

8.2.1 Allgemeines	102
8.2.2 FE-Berechnungen	104
8.2.3 Berechnungsergebnisse	107
8.3 Beispiel Baumaßnahme U-Bahn München, Linie U3, Abschnitt Nord 3	109
8.3.1 Allgemeines	109
8.3.2 FE-Berechnungen	111
8.3.3 Berechnungsergebnisse	115
8.4 Beispiel Baumaßnahme 2. S-Bahn-Stammstrecke München – Baugrube Marienhof	119
8.4.1 Allgemeines	119
8.4.2 FE-Berechnungen	119
8.4.3 Berechnungsergebnisse	122
8.5 Beispiel Baumaßnahme 2. S-Bahn-Stammstrecke München – Baugrube Westportal	122
8.5.1 Allgemeines	122
8.5.2 FE-Berechnungen	123
8.5.3 Berechnungsergebnisse	125
8.6 Idealisierte Referenzbaugrube	125
8.6.1 Allgemeines	125
8.6.2 FE-Berechnungen	126
8.6.3 Berechnungsergebnisse	127
8.7 FE-Parameterstudie zur Bestimmung des Faktors $b$ der Mobilisierungsfunktion	127
<b>9 Hinweise für die praktische Anwendung und Ausblick</b>	<b>132</b>
9.1 Überkonsolidation des Münchener Tertiärs	132
9.2 Mobilisierungsfunktion	132
9.3 Ausblick	134
<b>10 Zusammenfassung</b>	<b>135</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>138</b>

## **Kurzzusammenfassung**

Die Dissertation befasst sich mit der Mobilisierung des passiven Erddruckes am Beispiel des feinkörnigen Münchener Tertiärs. Mit Hilfe von Mobilisierungsfunktionen kann der Zusammenhang zwischen dem aktivierten Erdwiderstand und den Verschiebungen im Erdwiderlager beschrieben werden. Es wird gezeigt, dass für den Ausgangsspannungszustand eine Erdruhedruckverteilung ab Baugrubensohle unter Berücksichtigung einer Überkonsolidation angesetzt werden kann. Dazu wird eine empirische Formel abgeleitet, mit der der Seitendruckbeiwert  $K_0$  sowohl für den Erstbelastungs- als auch für den Entlastungs- und Wiederbelastungsast bestimmt werden kann. Das Spannungs-Verformungs-Verhalten im Erdwiderlager einer Verbauwand während des Baugrubenaushubs wurde mit bodenmechanischen Laborversuchen idealisiert abgebildet. Auf Basis der Untersuchungsergebnisse wurde eine bestehende Mobilisierungsfunktion für nichtbindige, normalkonsolidierte Böden auf bindige, vorbelastete Böden erweitert.

## **Summary**

This doctoral thesis covers the mobilisation of passive earth pressure using the example of fine-grained Munich tertiary soils. The relation between the activated passive earth pressure and the displacements of the subsoil support of excavation walls can be described by means of mobilisation functions. It is shown that for the initial stress an earth pressure distribution at rest taking account for overconsolidation can be applied starting from the excavation level.

Therefor an empirical formulation was derived, with which the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$  can be determined for primary loading as well as for un- and reloading. The stress-strain-behaviour of the subsoil support of an excavation wall during the excavation process was analysed in laboratory tests. Based on these data an established mobilisation function for cohesionless, normally consolidated soils was extended to cohesive, preloaded soils.

## Bezeichnungen

### Lateinische Buchstaben

Symbol	Benennung	Einheit
A	Konstante zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens (nach BESLER 1998)	-
a	Parameter zur Beschreibung der Anteile an Verfestigungen oder Konkretionen in einer Probe	-
a	Parameter zur Beschreibung der Steifigkeit des Materials (nach VOGT 1984)	-
B	Konstante zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens (nach BESLER 1998)	-
b	Parameter zur Beschreibung der Steifigkeit des Materials	-
b	Exponent der Mobilisierungsfunktion in Abhängigkeit der Wandbewegung (nach BARTL 2004)	-
b <sub>4</sub> , b <sub>5</sub> , b <sub>6</sub>	Vorfaktor im Bettungsansatz in Abhängigkeit der Wandverschiebungsart (nach ZIEGLER 1987)	-
C	Konstante zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens (nach BESLER 1998)	-
C <sub>C</sub>	Kompressionsbeiwert	-
C <sub>S</sub>	Schwellbeiwert	-
C <sub>α</sub>	Kriechbeiwert	-
c'	Effektive Kohäsion	kN/m <sup>2</sup>
c	Exponent der Mobilisierungsfunktion in Abhängigkeit der Wandbewegung (nach BARTL 2004)	-
D	Durchmesser	mm
d	Wandhöhe	M
E	Erddruckkraft	kN/m
E <sub>50</sub>	E-Modul bei deviatorischer Erstbelastung	MN/m <sup>2</sup>
E <sub>oed</sub> , E <sub>s</sub>	E-Modul bei kompressiver Erstbelastung	MN/m <sup>2</sup>
E <sub>ur</sub>	E-Modul bei Ent- und Widerbelastung	MN/m <sup>2</sup>
e	Erddruckspannung	kN/m <sup>2</sup>
e	Porenzahl	-
f <sub>1C</sub> , f <sub>2C</sub>	Faktoren zur Beschreibung der Verschiebungsgrößen (nach HETTLER & MAIER 2004)	-
f <sub>D</sub> , f <sub>δ</sub> , f <sub>s</sub> , f <sub>B</sub>	Faktoren zur Beschreibung der Wandverformungen s <sub>G</sub> und s <sub>B</sub> (nach BESLER 1998)	-
f <sup>c</sup> , f <sup>s</sup>	Kappenfließfläche / deviatorische Fließfläche	-
G	Schubmodul	MN/m <sup>2</sup>
H	Verbauwandlänge	m

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>	<b>Einheit</b>
h	Aushubtiefe	m
$I_C$	Konsistenzzahl	-
$I_P$	Plastizitätszahl	%
i	Gradient	-
K	Seitendruckbeiwert	-
$K_0$	Seitendruckbeiwert im Ruhezustand	-
$K_{ph}$	Erddruckbeiwert aus dem Reibungsanteil (bei voll mobilisierten Erdwiderstand)	-
$K_{phc}$	Erddruckbeiwert aus dem Kohäsionsanteil (bei voll mobilisierten Erdwiderstand)	-
k	Durchlässigkeitsbeiwert	m/s
m	Exponent zur Beschreibung von spannungsabhängigen Steifigkeiten	-
$m_r$	Parameter zur Beschreibung des Seitendruckbeiwerts bei Wiederbelastung (nach WROTH 1975 und MAYNE & KULHAWY 1982)	-
n	Parameter zur Beschreibung des unterschiedlichen Mobilisierungsverhaltens von Reibung und Kohäsion	-
OCR	Überkonsolidierungsverhältnis	-
$p'$	Isotrope Hauptspannung	kN/m <sup>2</sup>
$p^{ref}$	Referenzspannung	kN/m <sup>2</sup>
q	Deviatorspannung	
$q_a, q_f$	"asymptotische" / maximale Deviatorspannung	kN/m <sup>2</sup>
$R_f$	Faktor, der das Verhältnis zwischen $q_f$ und $q_a$ beschreibt	-
$S_r$	Sättigungsgrad	-
$s'$	bezogene Setzung	-
$s_G, s_B$	Wandverschiebung bei Erreichen des halben / vollen Grenzerdverbandes (nach BESLER 1998)	-
$s, s_P$	Tatsächliche Wandverschiebung / Verschiebung zur Erzeugung von $E_p$ (nach BARTL 2004)	-
t	Einbindetiefe der Wand	m
t	Zeit	s
u	Porenwasserdruck	kN/m <sup>2</sup>
v	Verformung	M
w	Wassergehalt	
$w_L$	Fließgrenze	%
z	Koordinate, Tiefe unter Baugrubensohle	m

**Griechische Buchstaben**

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>	<b>Einheit</b>
$\alpha$	Winkel	°
$\alpha$	Exponent zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens (nach ZIEGLER 1987)	-
$\gamma$	Wichte	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma^{ps}$	Plastische Scherdehnung	-
$\gamma^{0,7}$	Dehnungsinkrement bei $G = 0,7 \cdot G_0$	-
$\delta$	Erddruckneigungswinkel	°
$\varepsilon$	Dehnung	%
$\lambda$	Exponent zur Beschreibung der Änderung des Seitendruckbeiwerts in Abhängigkeit von OCR	-
$\nu_{ur}$	Querdehnzahl bei Ent- und Wiederbelastung	-
$\xi$	Normierte Wandverschiebung (nach BESLER 1998)	-
$\rho_s$	Korndichte	t/m <sup>3</sup>
$\rho_w$	Dichte des Wassers	t/m <sup>3</sup>
$\sigma$	Spannung	kN/m <sup>2</sup>
$\sigma'$	effektive Spannung	kN/m <sup>2</sup>
$\varphi'$	effektiver Reibungswinkel	°
$\chi_R$	Mobilisierungsgrad (nach BARTL 2004)	-
$\psi$	Dilatanzwinkel	°

**Indizes**

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>
0	Ausgangszustand
< 0,4 mm	bezogen auf Kornanteil $\varnothing < 0,4$ mm
a	aktiv
a	Anfangs-
d	dry, trocken
f	failure, Bruch-
h	horizontal
m	maximal
max	Maximum
min	Minimum
mob	mobilisiert
nc	normalkonsolidiert
oc	überkonsolidiert
oc-r	überkonsolidiert in der Wiederbelastung
Pr	Proctor
p	passiv

<b>Symbol</b>	<b>Benennung</b>
r	gesättigt
ref	Referenz
ü	Überlagerung
ur	unloading-reloading, Ent- und Wiederbelastung
v	vertikal
w	Wasser
x,y,z	Koordinatenrichtungen

Anmerkung:

Die angegebenen Einheiten gelten für Formeln. In Grafiken oder Beispielen werden ggf. andere Einheiten verwendet, um eine übersichtliche Darstellung zu erreichen.

## 1 Einleitung

Bei der Bemessung tiefer Baugruben, wie sie für innerstädtische Verkehrsbauwerke zunehmend erforderlich werden, zeigt sich, dass bei herkömmlichem Ansatz des passiven Erddruckes im Erdwiderlager sehr große Einbindelängen der Baugrubenwände unter die Baugrubensohle erforderlich werden. Im Tiefenbereich des Wandaufagers sind dabei die im Zustand vor einem Aushub wirkenden Horizontalspannungen (Ruhedruck) je nach Tiefe der Baugrube evtl. bereits größer als der nach Herstellung der Baugrubenwand und nach Aushub der Baugrube maximal mobilisierbare Erddruck. Bei der üblichen Bemessung von Baugruben geringerer Tiefe wird der maximal mobilisierbare passive Erddruck nur teilweise in Anspruch genommen, um die für die Mobilisierung erforderlichen Verformungen der Verbauwand möglichst gering zu halten. Die Motivation für diese Arbeit war deshalb, das Spannungs-Verformungs-Verhalten im Widerlagerbereich bei tiefen Baugruben zu untersuchen.

Mit Hilfe von Mobilisierungsfunktionen kann der Zusammenhang zwischen dem aktivierten Erdwiderstand und den Verschiebungen im Erdwiderlager beschrieben werden. Bislang wurde als Ausgangsspannungszustand häufig die Erdruhedruckverteilung ab Baugrubensohle sehr konservativ angesetzt. WEIßENBACH & GOLLUB (1995) haben für eine näherungsweise Betrachtung vorgeschlagen, den ursprünglich ab Geländeoberkante (GOK) wirkenden Erdruhedruck als Ausgangsspannungszustand anzusetzen, der allerdings direkt unterhalb der Baugrubensohle auf den Grenzwert des Erdwiderstandes begrenzt wird. Bei Bezug des Erdruhedruckes auf die Baugrubensohle ist selbst bei Berücksichtigung einer Überkonsolidation die Ausgangsspannung, welche durch die Wandverschiebung verändert wird, deutlich geringer. WEIßENBACH & GOLLUB (1995) begründen Ihren Ansatz damit, dass bereits geringste Verformungen den durch die Entspannung infolge Baugrubenaushubs reduzierten Erddruck wieder mobilisieren (vgl. Bild 1.1).

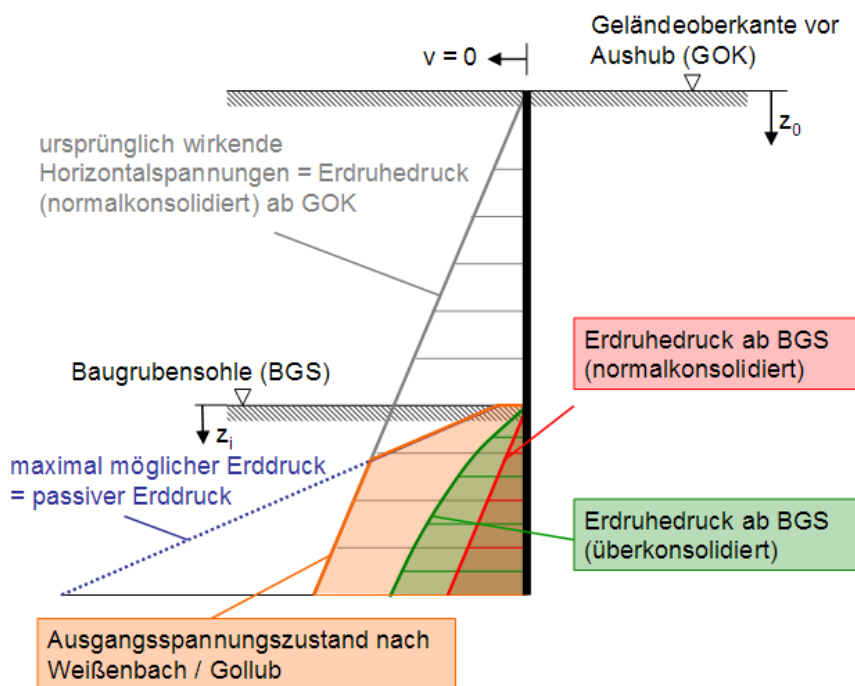


Bild 1.1: Verschiedene Spannungszustände im Erdwiderlager

Die vorliegende Arbeit liefert einen Beitrag zur Abschätzung der "verbliebenen" Erddruckspannung nach Aushub im Erdwiderlager und die Auswirkung auf die Mobilisierung des passiven Erddruckes. Sämtliche Laborversuche wurden an Böden des bindigen Münchener Tertiärs durchgeführt, deshalb werden in der Arbeit auch die geologischen Verhältnisse in München kurz vorgestellt (Abschnitt 4).

Ob der Einfluss der Verbauwandherstellung berücksichtigt werden sollte, ist abhängig von den vorhandenen Randbedingungen. Nach SCHÄFER (2004) sollte zumindest für weiche Böden der Einfluss der Verbauwandherstellung auf den Ausgangsspannungszustand berücksichtigt werden. Hier verdeutlichen FE-Berechnungen am Beispiel des Taipei National Enterprise Centers, dass eine Vernachlässigung der Einflüsse aus einer Schlitzwandherstellung nicht mehr auf der sicheren Seite liegt. Durch den Frischbetondruck während der Herstellung der Schlitzwand kann bei weichen Böden nach Fertigstellung der Wand im Boden ein höherer horizontaler Spannungszustand herrschen als vor der Herstellung. Dies kann bei Vernachlässigung zu einer Unterdimensionierung von Aussteifungen führen.

Bei FE-Berechnungen gibt es prinzipiell zwei unterschiedliche Berechnungsverfahren. Bei der "WIP-Methode" (wished in place) bleibt die Herstellung der Verbauwand unberücksichtigt und als Ausgangsspannungszustand vor Baugrubenaushub wird der Erdruhedruck angesetzt. Dagegen werden bei der "WIM-Methode" (wall-installation modelled) die Wandherstellung simuliert und die Spannungs- und Verformungsänderungen daraus berücksichtigt. LÄCHLER (2009) beschreibt in ihrer Arbeit, dass die aus einer Schlitzwandherstellung resultierenden Verformungen überwiegend nur einen Einfluss auf die Bereiche 15 m bis 20 m unter GOK haben.

Da bei der vorliegenden Arbeit sehr steife Böden und tiefe Baugruben mit mehr als 15 m Tiefe untersucht werden, wird vorausgesetzt, dass durch die Herstellung der Verbauwand die Spannungen im Erdwiderlagerbereich nicht beeinflusst werden.

Die Arbeit wird in mehrere Teile gegliedert.

Im 1. Teil wird auf die Überkonsolidierung des Bodens und die zu erwartenden Seitendruckverhältnisse eingegangen. Auch eigens durchgeführte Versuche zur Bestimmung des Überkonsolidierungsverhältnisses werden beschrieben, falls der Baugrund bereits ohne Aushub geologisch vorbelastet ist und die Vorbelastung nicht allein durch die Aushubtiefe bestimmt werden kann. Auch die numerische Umsetzung und Abbildung des Verhaltens einer Überkonsolidation werden behandelt.

Im 2. Teil werden das Spannungs-Verformungsverhalten unter Berücksichtigung von Vorbelastung betrachtet und die Mobilisierung des Erdwiderstandes unter Berücksichtigung der Ausgangsspannung untersucht. Die Mobilisierung des Erdwiderstandes wurde bereits in zahlreichen theoretischen und experimentellen Untersuchungen beschrieben. Insbesondere nicht kohäsive Böden wurden umfangreich untersucht. Allerdings wurde in wenigen Arbeiten bislang eine Überkonsolidation des Bodens berücksichtigt. Sie liegt im strengen Sinne generell in Schichten unterhalb eines Aushubes vor. Bei tiefen Baugruben oder bei Böden, die eine geologische Vorbelastung erfahren haben, hat das Überkonsolidierungsverhältnis zumindest feststellbare Auswirkungen auf die tatsächlichen Spannungen.

Die im Teil 1 ermittelten überkonsolidierten Verhältnisse werden im Teil 2 als Ausgangssituation für die Mobilisierung des Erdwiderstandes angesetzt. Es besteht sicherlich die berechtigte Frage, ob die Spannungsreduzierung im Baugrund infolge Aushubs ohne Berücksichtigung einer Baugrubenwandverformung ermittelt und anschließend als Ausgangszustand angesetzt werden darf, da in



der Realität Aushub und Baugrubenwandverformung zeitgleich ablaufen. Für diese Untersuchung wird die Gültigkeit aber zunächst vereinfachend angenommen (vgl. Bild 1.2). Auf Basis der Untersuchungsergebnisse wird eine Mobilisierungsfunktion des passiven Erddruckes abgeleitet.

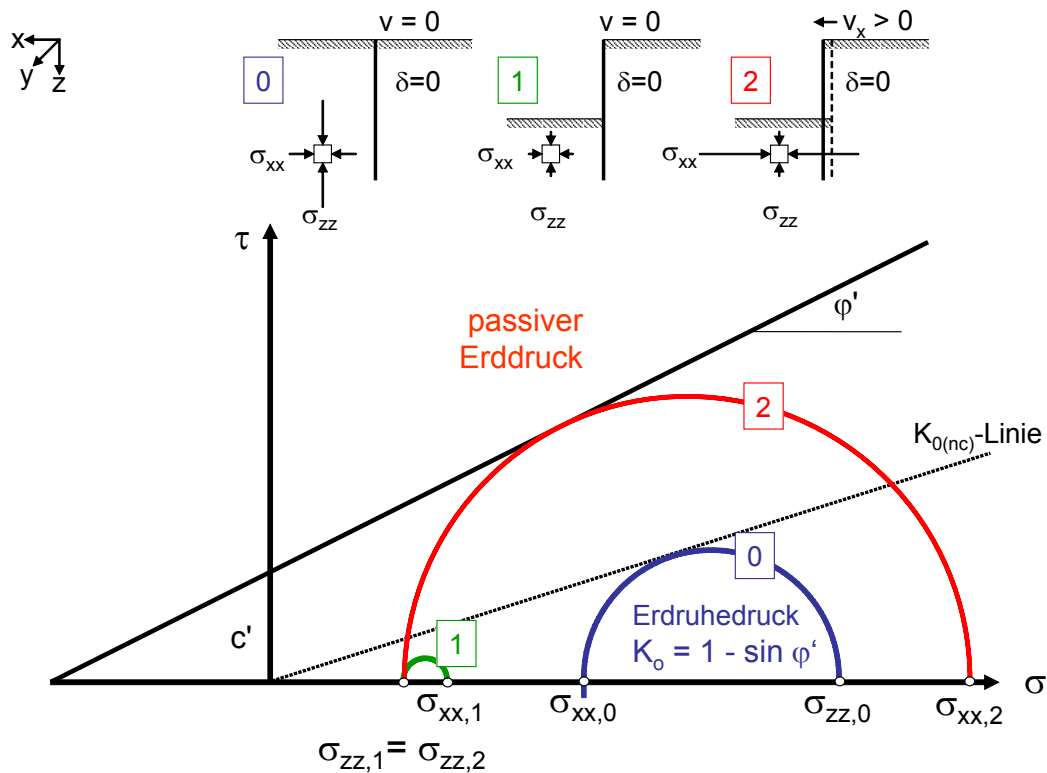


Bild 1.2: Qualitativer Spannungsverlauf Baugrube. Hier idealisiert, Parallelverschiebung und  $\delta=0$  (weitere Erläuterungen siehe Bild 5.25 im Abschnitt 5.5)

Im letzten und 3. Teil der Arbeit werden die Untersuchungsergebnisse mit gemessenen Baugrubenverformungen verglichen und numerisch simuliert. Es wird abschließend gezeigt, dass mit der vorgestellten Mobilisierungsfunktion das Mobilisierungsverhalten des passiven Erddruckes zutreffend beschrieben werden kann. Außerdem werden auf Basis der FE-Berechnungen Korrelationen aufgezeigt, mit denen die Eingangsparameter für die Mobilisierungsfunktion abgeschätzt werden können.



Für eine bessere Unterscheidung wird deshalb nachfolgend das in der Literatur verwendete Formelzeichen  $K_{0(nc)}$  für den Ruhedruckbeiwert von erstbelasteten bzw. normalkonsolidierten Böden verwendet. Seitendruckbeiwerte überkonsolidierter Böden bei der ersten Entlastung werden mit  $K_{0(oc)}$  bezeichnet. Für Böden, die eine Wiederbelastung erfahren, wird der Seitendruckbeiwert mit  $K_{0(oc-r)}$  bezeichnet ( $r = \text{reloading}$ ) (siehe Bild 2.1).

Für den Erstbelastungsast konnte JAKY (1948) einen Zusammenhang zwischen  $K_{0(nc)}$  und dem Reibungswinkel  $\varphi'$  feststellen.

$$K_{0(nc)} = \frac{1 + \frac{2}{3} \cdot \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \cdot (1 - \sin \varphi') \quad (2.3)$$

Für Reibungswinkel zwischen  $\varphi' = 15^\circ$  und  $\varphi' = 45^\circ$  ergibt sich für den Quotienten in Formel (2.3) ein gerundeter Wert von 0,9, so dass JAKY auch vereinfachend

$$K_{0(nc)} \cong 0,9 \cdot (1 - \sin \varphi') \quad (2.4)$$

angab.

Als weitere Vereinfachung gilt:

$$K_{0(nc)} = (1 - \sin \varphi') \quad (2.5)$$

Weitere Autoren wie z.B. BROOKER & IRELAND (1965) oder SCHMIDT (1966) haben durch Versuche leicht veränderte Beziehungen als zutreffend gefunden, letztlich hat sich aber die auf JAKY zurückgehende Formel für erstbelastete nichtbindige wie bindige Böden in der Bodenmechanik durchgesetzt.

Dagegen ist der Seitendruckbeiwert überkonsolidierter Böden  $K_{0(oc)}$  keine konstante Größe mehr. Bereits 1937 hat HVORSLEV beschrieben, dass der Seitendruckbeiwert  $K_0$  bei Entlastung ständig zu steigen scheint und bei Wiederbelastung verhältnismäßig schnell bis zum ursprünglichen Wert der primären Verdichtung abnimmt. Auch BISHOP (1958) hat augenscheinlich anhand von Versuchen von FRASER (1957) an einem trockenen Sand festgestellt, dass der Seitendruckbeiwert  $K_0$  bei Entlastung und Wiederbelastung einer Hysterese folgt. BROOKER & IRELAND (1965) haben gezeigt, dass der Seitendruckbeiwert auch von der Spannungsgeschichte abhängig ist, die durch das Überkonsolidierungsverhältnis OCR berücksichtigt werden kann.

Von verschiedensten Autoren wurden Ansätze zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(oc)}$  überkonsolidierter Böden veröffentlicht.

Die nachfolgende Zusammenstellung liefert einen kleinen Überblick:

$$K_{0(oc)} = K_0 \cdot \sqrt{\text{OCR}} = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad \text{BELLOTTI et al. (1975) und BRETH (1978)} \quad (2.6)$$

$$K_{0(oc)} = (1 - \sin(1,2 \cdot \varphi')) \cdot \text{OCR}^{\sin(1,2 \cdot \varphi')} \quad \text{SCHMIDT (1966)} \quad (2.7)$$

$$K_{0(oc)} = K_{0(nc)} \cdot \text{OCR}^\lambda \quad \text{ALPAN (1967)} \quad (2.8)$$

für Tone:

$$\lambda = \frac{10^{\frac{-I_p}{289}}}{1,85} \quad (I_p \text{ in } [\%])$$

$$K_{0(nc)} = 0,19 + 0,233 \cdot \log I_p$$

$$K_{0(oc)} = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \quad \text{MAYNE et al. (1982)} \quad (2.9)$$

Die unterschiedlichen Ansätze sind dadurch zu erklären, dass es sich um empirisch gewonnene Formeln handelt, die aus einer Vielzahl von Versuchsergebnissen approximiert wurden.

Bei den Versuchsergebnissen wurde dabei die erste Entlastung betrachtet. Für die Ermittlung des Seitendruckbeiwertes bei Wiederbelastung  $K_{0(oc-r)}$  sind bislang erst wenige Ergebnisse veröffentlicht worden.

WROTH (1975) hat für den Wiederbelastungsast folgenden linearen Zusammenhang angenommen:

$$(\sigma'_h - \sigma'_{h,min}) = m_r \cdot (\sigma'_v - \sigma'_{v,min}) \quad (2.10)$$

MAYNE & KULHAWY (1982) haben folgende Formel ermittelt, mit der der Seitendruckbeiwert  $K_0$  sowohl in der Erstbelastungs- und der Entlastungsphase als auch in der Wiederbelastungsphase ermittelt werden kann:

$$K_{0(oc-r)} = K_{0(nc)} \cdot \left( \frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\sin \varphi')}} \right) + m_r \cdot \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \quad (2.11)$$

Anhand einer kleinen Datenbasis haben MAYNE & KULHAWY (1982) für den Koeffizienten  $m_r$  folgende Beziehung abgeleitet:

$$m_r = \frac{3}{4} \cdot (1 - \sin \varphi') \quad (2.12)$$

Somit ergibt sich folgende Gleichung:

$$K_{0(oc-r)} = (1 - \sin \varphi') \cdot \left( \frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\sin \varphi')}} + \frac{3}{4} \left( 1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right) \quad (2.13)$$

$$\text{mit } OCR_{max} = \frac{\max \sigma'_v}{\min \sigma'_v} \quad (2.14)$$

Dabei wird ein lineares Verhältnis zwischen dem Anstieg der horizontalen und der vertikalen Spannung in der Wiederbelastungsphase angenommen. Der Seitendruckbeiwert  $K_0$  ist bei der Wiederbelastung bei gleichem OCR geringer als bei der Entlastung. Allerdings übersteigt der Wiederbelastungsast den Entlastungsast bei kleinem OCR, wenn das maximale Überkonsolidierungsverhältnis  $OCR_{max} \leq 8$  ist (vgl. Bild 2.3). Für diese Fälle sollte der Koeffizient  $m_r$  angepasst werden.

Die folgende Gleichung wurde von SCHMIDT (1983) für die Beschreibung der Wiederbelastung vorgeschlagen:

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{\text{OCR}_{\max} - 1} \cdot (\text{OCR}_{\max} - \text{OCR} + (\text{OCR} - 1) \cdot \text{OCR}_{\max}^{\lambda}) \quad (2.15)$$

Übereinstimmend mit der Gleichung von MAYNE & KULHAWY (1982) wird der Wiederbelastungsast mit einer Geraden beschrieben, bei SCHMIDT (1983) schneidet der Wiederbelastungsast den Erstbelastungsast jedoch immer bei  $\text{OCR} = 1$ .

Abweichend zu diesen beiden Ansätzen hat MADER (1989) den Wiederbelastungsast mit einer log-Verteilung beschrieben, bei der bereits bei einem  $\text{OCR} = 1,2$  der Seitendruckbeiwert  $K_{0(\text{oc})} = K_{0(\text{nc})}$  ist.

$$\log(K_{0(\text{oc})}^W) = \left[ \frac{\text{OCR} - 1,2}{\text{OCR}_{\max} - 1,2} \cdot \lambda \cdot \log(\text{OCR}_{\max}) + \log(K_{0(\text{nc})}) \right] \quad (2.16)$$

Bei MADER (1989) werden mit dieser Gleichung bereits bei geringer Wiederbelastung deutlich geringere Seitendruckbeiwerte  $K_{0(\text{oc})}$  ermittelt als bei gleichem  $\text{OCR}$  bei der Entlastung.

Zusammenfassend sind die unterschiedlichen Ansätze beispielhaft für zwei unterschiedliche  $\text{OCR}_{\max}$ -Verhältnisse in Bild 2.2 und Bild 2.3 dargestellt.

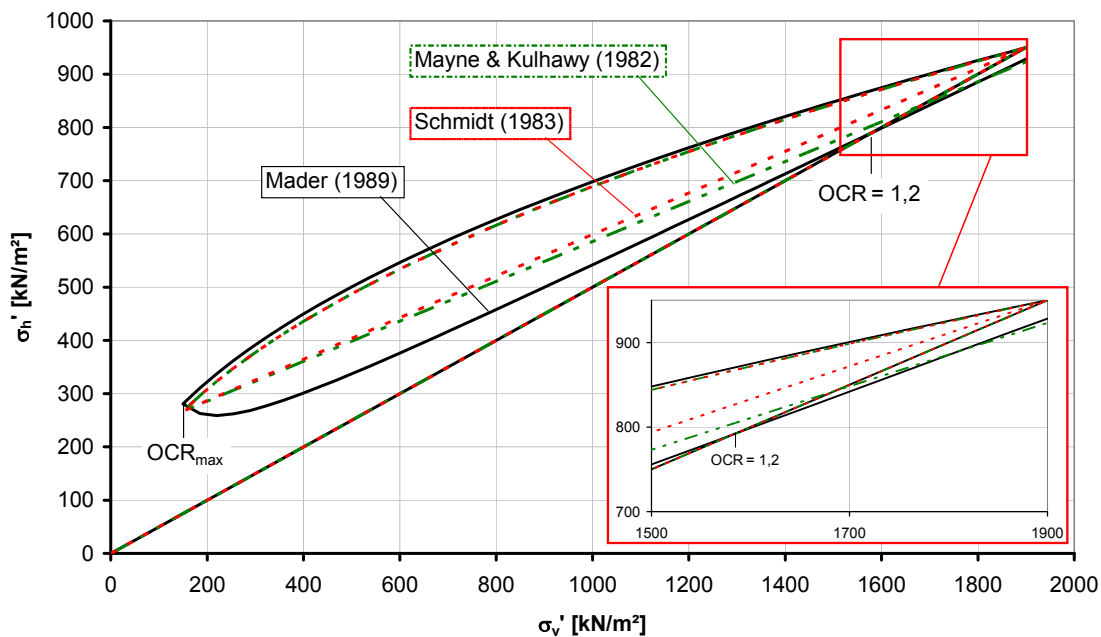


Bild 2.2: Vergleich der Ansätze von MAYNE & KULHAWY, SCHMIDT und MADER für die Wiederbelastung (bei  $\text{OCR}_{\max} = 1900/150 = 12,7$ )

Der Ansatz von MADER (1989) liefert im Vergleich zu den beiden anderen Ansätzen bei gleichen Randbedingungen zumindest im Anfangsbereich der Wiederbelastung deutlich geringere Seitendruckbeiwerte. Mit dieser Beziehung können im Bereich von  $\text{OCR}_{\max}$  bis  $\text{OCR} = 1,2$  plausible Ergebnisse errechnet werden. Die Formel von SCHMIDT (1983) kann dagegen bis  $\text{OCR} = 1$  im Wiederbelastungsast angewendet werden, wobei der lineare Verlauf und das Erreichen des Erstbelastungsastes nicht den Beobachtungen von MAYNE & KULHAWY entspricht. Bei MAYNE & KULHAWY (1982) sollten je nach vorhandenem  $\text{OCR}_{\max}$  unterschiedliche Koeffizienten  $m_r$  verwendet werden, um plausible Ergebnisse im Wiederbelastungsast zu erhalten.

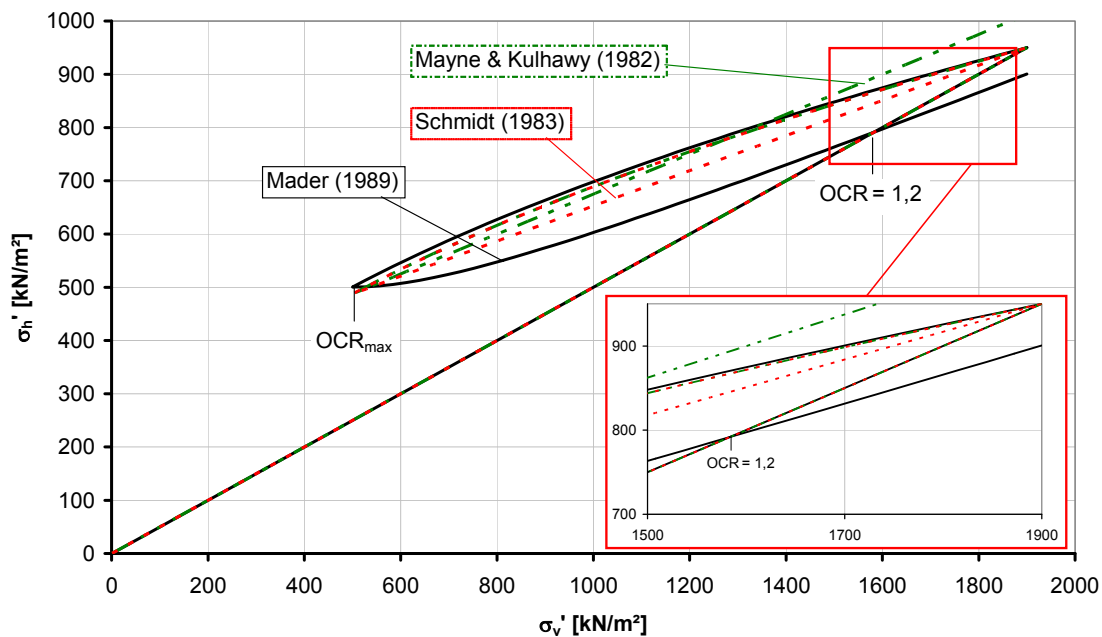


Bild 2.3: Vergleich der Ansätze von MAYNE & KULHAWY, SCHMIDT und MADER für die Wiederbelastung (bei  $OCR_{max} = 3,8$ )

Im Abschnitt 3 werden Versuchstechniken und in Abschnitt 5 eigene umfangreiche Untersuchungen zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(oc)}$  überkonsolidierter Böden dargestellt. Abschließend wird im Abschnitt 5.3 ein eigener Ansatz zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes aus den Versuchsergebnissen abgeleitet.

## 2.2 Der passive Erddruck – Mobilisierungsfunktionen

Im vorherigen Kapitel wurden die Grundlagen für den Erdruchdruck behandelt, der für viele Problemstellungen den Primärspannungszustand darstellt. Unter der idealisierten Annahme, dass bei einer Baugrube die Verbauwand störungsfrei hergestellt werden kann, wirkt im ungestörten natürlich abgelagerten Boden vor dem Baugrubenaushub zunächst auf beiden Seiten der Verbauwand der Erdruchdruck. Mit zunehmendem Baugrubenaushub stellen sich Verformungen der Verbauwand ein, die eine Änderung der Erddrücke bewirken. Bei Bewegung der Wand vom Erdreich weg wird die Erddruckkraft reduziert (aktive Richtung), bei einer Bewegung zum Erdreich hin dagegen erhöht (passive Richtung). In beiden Richtungen sind Grenzzustände vorhanden, die als aktiver Erddruck  $E_{ah}$  bzw. passiver Erddruck  $E_{ph}$  bezeichnet werden. Für die vollständige Aktivierung bzw. Mobilisierung der Kräfte sind die Grenzverformungen  $v_a$  bzw.  $v_p$  erforderlich.

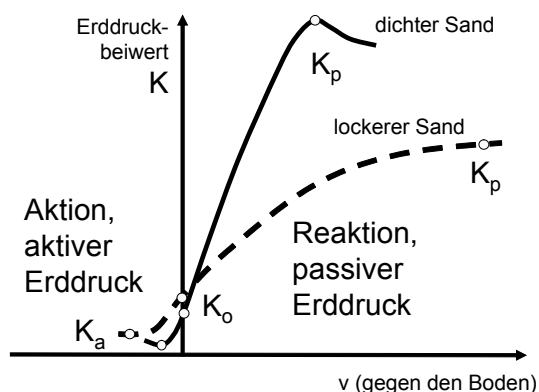


Bild 2.4: Erddruckbeiwert  $K$  in Abhängigkeit von der Verschiebung  $v$

Die nachfolgenden Betrachtungen beschränken sich auf die Mobilisierung des passiven Erddruckes bzw. Erdwiderstandes. Durch zahlreiche theoretische und experimentelle Untersuchungen und die daraus abgeleiteten Ansätze kann die Mobilisierung des Erdwiderstandes beschrieben werden. Insbesondere nicht kohäsive Böden wurden umfangreich untersucht.

Wichtige Einflussgrößen sind dabei:

- Erdwiderstandsbeiwert  $K_{ph}$  für den Grenzzustand
- die Grundform der Wandbewegung
- die erforderlichen Grenzverschiebungen
- der Ausgangs- / Primärspannungszustand

In der Literatur sind zahlreiche Gleichungen für die Mobilisierung des Erdwiderstandes durch eine bestimmte Wandbewegung zu finden. Eine Zusammenfassung über die unterschiedlichen Untersuchungen und Mobilisierungsansätze kann zum Beispiel BESLER (1998) und BARTL (2004) entnommen werden.

Der Ausgangsspannungszustand ist dabei eine nicht zu vernachlässigende Einflussgröße, da in diesem bereits Spannungen im Bereich des Erdwiderlagers wirken, die keine Mobilisierung durch Verformungen erfordern. Der Ansatz des Erdrühdrukkes unterhalb der Baugrubensohle wird dabei meist als konservative Größe angesetzt. Der Boden unterhalb der Baugrubensohle ist allerdings durch den ausgehobenen Boden innerhalb der Baugrube vorbelastet. Besonders bei sehr tiefen Baugruben kann der ursprüngliche Erdrühdruk mit einem Bezug ab der Geländeoberkante bereits einen Großteil der erforderlichen Erdauflagerkraft zur Stützung der Verbauwand nach Aushub betragen.

WEIßENBACH & GOLLUB (1995) empfehlen, die günstige Wirkung des Primärspannungszustandes als Ausgangszustand weiterer Erdwiderstandsmobilisierung bei zusätzlichen Verformungen zu berücksichtigen. Für eine näherungsweise Betrachtung verzichten sie auf die Berücksichtigung des Rückgangs des ursprünglichen Erddruckes durch eine Entspannung des Bodens bei Entlastung. Nur direkt unterhalb der Baugrubensohle wird der Erddruck auf den Grenzwert des Erdwiderstandes begrenzt.

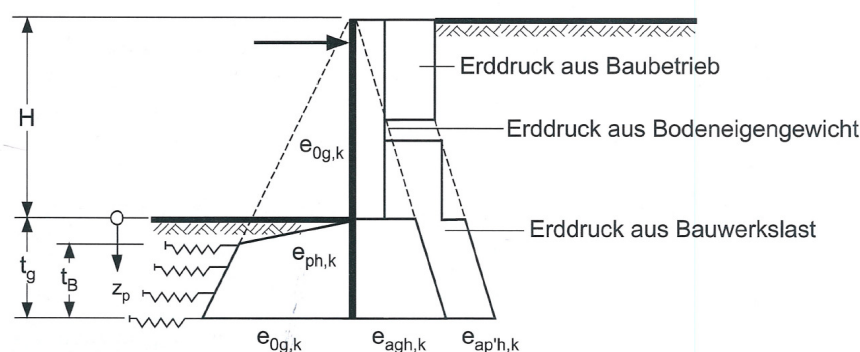


Bild 2.5: Bettungsansatz nach EAB, EB 102

Nachfolgend werden einige Ansätze zur Mobilisierung des passiven Erddruckes vorgestellt:

### Mobilisierungsansatz von VOGT (1984)

VOGT (1984) hat vor allem aus eigenen Modellversuchen einen einfachen Mobilisierungsansatz abgeleitet. Er hat großmaßstäbliche Modellversuche an einer mit Sand hinterfüllten 4 m hohen und 9 m langen Wand und kleinmaßstäbliche Versuche mit Kohlestäbchen durchgeführt. Aus seinen Versuchen hat VOGT abgeleitet, dass bei kleinen Verformungen zuerst der Erdwiderstand nahe der Oberfläche und mit zunehmenden Verschiebungen auch in größerer Tiefe mobilisiert wird. Entgegen den zuvor vorliegenden Ansätzen hat VOGT die Mobilisierung als lokales Problem angesehen. Der Mobilisierungsansatz von VOGT (1984) berücksichtigt einen Ausgangsspannungszustand, der bereits ohne Verformung wirkt. Der Erddruckbeiwert  $K_h$  wird in Abhängigkeit von der auf die Tiefe  $z$  bezogenen horizontalen Wandverschiebung  $v(z) / z$  und einem dimensionslosen Beiwert  $a$ , der die Steifigkeit des Systems beschreibt, berechnet.

Folgende Formel hat VOGT definiert:

$$K_h = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{\frac{v(z)}{z}}{a + \frac{v(z)}{z}} \quad (2.17)$$

Dadurch ergeben sich folgende 3 Stützstellen:

$$\begin{aligned} K_h(v = 0) &= K_0 \\ K_h(v = \infty) &= K_{ph} \\ K_h(v = a \cdot z) &= K_0 + 0,5 \cdot (K_{ph} - K_0) \end{aligned} \quad (2.18)$$

Durch den Parameter  $a$  wird die Steifigkeit des Materials beschrieben. VOGT konnte seine eigenen Versuche an der großen Modellwand mit  $a = 0,03$ , diejenigen mit Kohlestäbchen mit  $a = 0,04$  und die von LAUMANS (1977) dokumentierten Versuche mit einem lockeren Sand am besten mit  $a = 0,11$  beschreiben.

In Bild 2.6 ist die Mobilisierung des Erdwiderstandes bei starren Wänden und verschiedenen Wandbewegungsarten grafisch dargestellt. Für den Fall der Parallelverschiebung und der Fußpunktdrehung passen die errechneten Erddruckverteilungen mit den Versuchen gut überein. Bei einer Kopfpunktdrehung, die in der Realität eher selten ist, ist nach VOGT die Übereinstimmung geringer.



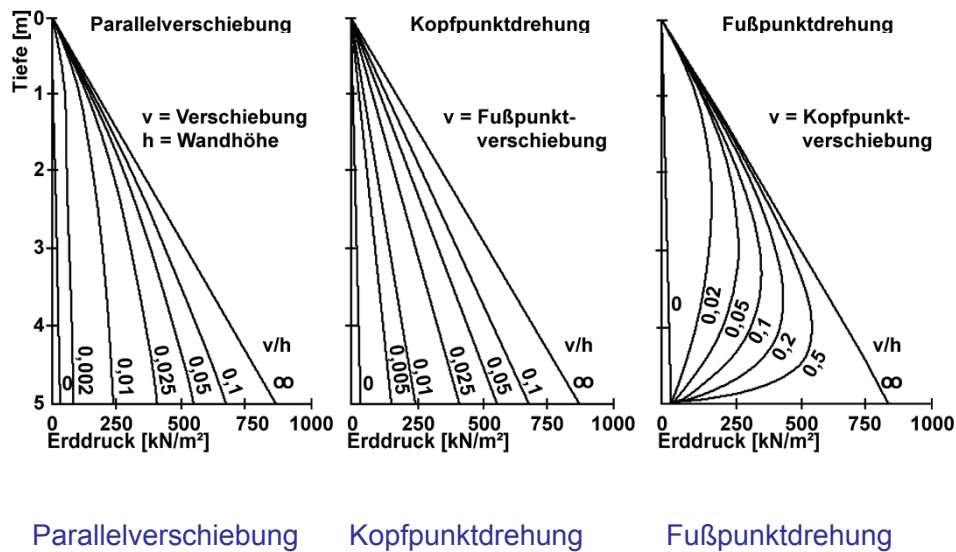


Bild 2.6: Mobilisierung des Erdwiderstandes bei starren Wänden und verschiedenen Wandbewegungsarten entsprechend dem vorgeschlagenen Mobilisierungsansatz [VOGT (1984)].

### Mobilisierungsansatz von ZIEGLER (1987)

ZIEGLER (1987) hat in seiner Arbeit mit Hilfe der FE-Methode den Erddruck in Sand auf eine Stützwand in Abhängigkeit von Wandbewegungen untersucht und nichtlineare Bettungsansätze zur Erddruckermittlung abgeleitet. Er untersuchte die drei Grundverschiebungen der Wand – Fußpunktdrehung, Parallelverschiebung und Kopfpunktdrehung – und leitete aus seinen Untersuchungen ab, dass diese Verschiebungsarten nicht durch ein und den selben Bettungsansatz beschrieben werden können. Deshalb gibt er in Abhängigkeit von der Wandverschiebung folgende Ansätze an:

Für Fußpunktdrehung:

$$e(z) = 0 \quad z/h = 0 \quad (2.19)$$

$$e(z) = 3 \cdot \left[ K_0 + b_4 \left( \frac{v(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left( \frac{z/h}{1 - z/h} \right)^\alpha \right] \cdot \left[ 1 - \frac{z}{h} \right] \cdot z \cdot \gamma \quad 0 < z/h < 1$$

$$e(z) = 0 \quad z/h = 1$$

mit:

$$v(z) = v_0 \cdot \left( 1 - \frac{z}{h} \right)$$

Für Parallelverschiebung:

$$e(z) = 0 \quad z/h = 0 \quad (2.20)$$

$$e(z) = \left[ K_0 + b_5 \left( \frac{v(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left( \frac{z}{h} \right)^\alpha \right] \cdot z \cdot \gamma \quad 0 < z/h \leq 1$$

mit:

$$v(z) = v_0$$

Für Kopfpunktdrehung:

$$e(z) = 0 \quad z/h = 0 \quad (2.21)$$

$$e(z) = \left[ K_0 + \frac{3}{2} b_6 \left( \frac{v(z)}{z} \right)^\alpha \cdot \left( \frac{z}{h} \right) \right] \cdot z \cdot \gamma \quad 0 < z/h \leq 1$$

mit:

$$v(z) = v_0 \cdot \frac{z}{h}$$

Die Verschiebung  $v_0$  ist die kennzeichnende (maximale) Verschiebung für die jeweilige Wandbewegungsart. Für den Karlsruher Mittelsand können nach ZIEGLER die Faktoren  $\alpha$  und  $b$  nach folgender Tabelle bestimmt werden:

Art der Wandbewegung	Faktor $\alpha$	Faktor $b$
Fußpunktdrehung	0,93	$b_4 = 99$
Parallelverschiebung		$b_5 = 275$
Kopfpunktdrehung		$b_6 = 212$

Tabelle 2.1 Faktoren für den Bettungsansatz nach ZIEGLER (1984) für Karlsruher Mittelsand

ZIEGLER hat durch Vergleichsberechnungen gezeigt, dass seine Ansätze mit guter Näherung auch bei einer flexiblen Wand verwendet werden können, sofern die Gesamtverschiebung der Wand nicht zu stark von einem der untersuchten Grundverschiebungen abweicht.

### Untersuchungen von WITTLINGER (1994)

WITTLINGER (1994) hat großmaßstäbliche Versuche an zwei bindigen Versuchsböden durchgeführt. Dabei handelt es sich bei beiden Böden um einen schwach sandigen bis sandigen, tonigen Schluff, der im Mittel einen Reibungswinkel von  $\varphi' = 23,6^\circ$  bzw.  $\varphi' = 24,8^\circ$  und eine Kohäsion von  $c' = 33,1 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $30,8 \text{ kN/m}^2$  aufwies.

Für die Durchführung der Versuche wurde eine mobile Belastungseinrichtung aus drei Lastplatten mit einer Höhe von 3,0 m und einer Breite von 0,5 m (äußere Lastplatten) bzw. 1,0 m (mittlere Lastplatte) verwendet. Außer einem Pilotversuch wurden 5 Versuche mit Parallelverschiebung und 3 Versuche mit Fußpunktdrehung durchgeführt. Da bei allen Versuchen keine eindeutige Bruchgrenze zu erkennen war, wurde zur Bestimmung der Grenzlast das Vorgehen analog zu Pfahlprobebelastungen gewählt. Für die definierten Grenzlasten waren bei den Versuchen mit Parallelverschiebung Verschiebungen von ca.  $1/12,5 \cdot H$  bis  $1/15 \cdot H$  erforderlich. Bei der Fußpunktdrehung betrug die Grenzlast im Mittel 75 % der Grenzlast der Parallelverschiebung.

Das Problem bei der Ableitung eines Mobilisierungsansatzes bei bindigen Böden besteht darin, beide Bodenparameter, Reibungswinkel und Kohäsion, mit unterschiedlichem Mobilisierungsverhalten in einen Ansatz einzubinden. SCHMERTMANN & OSTERBERG (1960) haben ein Verfahren vorgestellt, bei dem der mobilisierte Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{mob}}$  und die mobilisierte Kohäsion  $c'_{\text{mob}}$  in Abhängigkeit von der Dehnung getrennt ermittelt werden kann.

Aus drainierten Triaxialversuchen hat WITTLINGER abgeleitet, dass die Mobilisierung der Kohäsion bereits bei weniger als 10 % der Bruchdehnung ihr Maximum erreicht, während der Reibungswinkel bis zur maximalen Mobilisierung deutlich größere Verformungen benötigt (vgl. Bild 2.7).

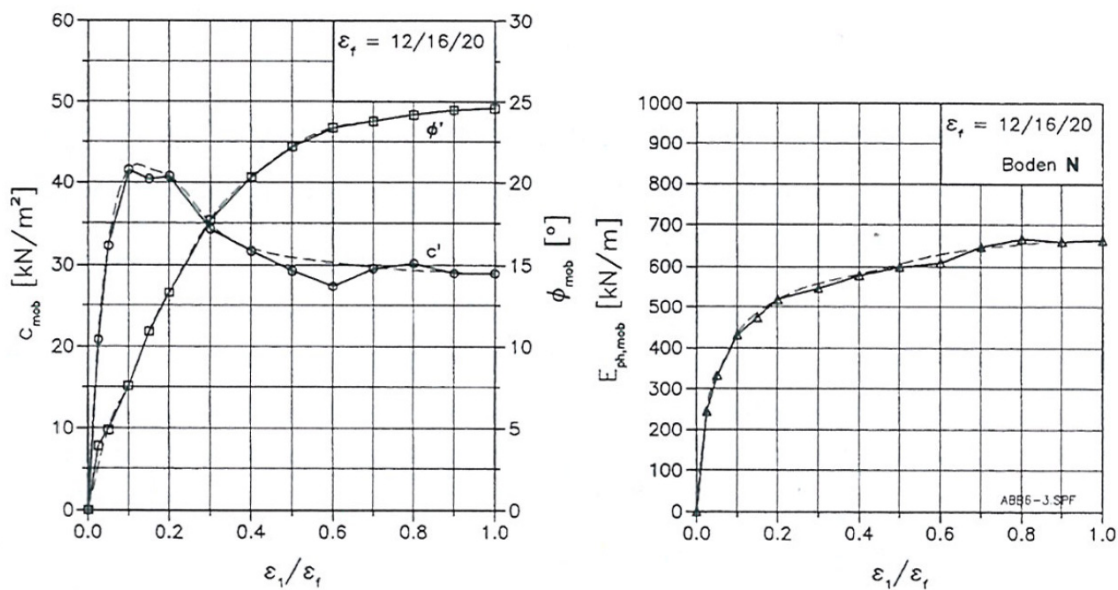


Bild 2.7: Beispiel Auswertung CD-Versuch -  $\phi_{mob}$ ,  $c_{mob}$  und  $E_{ph,mob}$  in Abhängigkeit von  $\epsilon_1/\epsilon_f$  (WITTLINGER, 1994)

### Mobilisierungsansatz von BESLER (1998)

BESLER verwendet zur Beschreibung seiner Mobilisierungsfunktion drei Stützstellen, die durch den Anfangserddruck und die erforderliche Verschiebung  $s_G$  bei halber Grenzlast und die Verschiebung  $s_B$  bei Erreichen der Grenzlast definiert sind.

Für die Abschätzung der Verschiebung hat BESLER folgende Formel angegeben:

$$s_{G,B} = f_D \cdot f_\delta \cdot f_s \cdot f_B \cdot H \quad (2.22)$$

mit:

$s_{G,B}$	Größe der Wandverschiebung im Einzelfall
$f_D$	Faktor zur Berücksichtigung der Lagerungsdichte
$f_\delta$	Faktor zur Berücksichtigung einer negativen Wandreibung
$f_s$	Faktor zur Berücksichtigung eines Sättigungsgrades $S_r \neq 0$
$f_B$	Relative Wandverschiebung im Grundfall
$H$	Wandhöhe

Mit  $s_G$  und  $s_B$  werden die jeweils kennzeichneten Wandverschiebungen bezeichnet, d.h. beim Fall der Fußpunktdrehung die Kopfverschiebung und beim Fall der Kopfpunktdrehung die Fußverschiebung. Im Gegensatz zu VOGT (1984) und ZIEGLER (1987) beschreibt BESLER seine Mobilisierungsfunktion nur für die insgesamt auf die Wand wirkende Kraft.

Der Erdwiderstandsbeiwert lässt sich nach BESLER für den nicht vorbelasteten Boden mit folgender Formel beschreiben:

$$K_{ph}(\xi) = A + \frac{B}{C + \xi} \quad (2.23)$$

mit den drei Stützstellen:

$$(I) \quad K_{ph}(\xi = 0) = K_0$$

$$(II) \quad K_{ph}(\xi = \xi_G) = 0,5 \cdot K_{ph}$$

$$(III) \quad K_{ph}(\xi = 1) = K_{ph}$$

Hierbei sind:

$K_{ph}(\xi)$  der mobilisierte Erdwiderstand,

$K_0$  der Erdruchdruck,

$K_{ph}$  der Grenzerdwanerstand,

$\xi = \frac{s}{s_B}$  die vorhandene, auf die Bruchverschiebung bezogene Wandverschiebung und

$\xi_G = \frac{s_G}{s_B}$  die auf die Bruchverschiebung bezogene Verschiebung bei halben Grenzerdwanerstand

Die Konstanten A, B und C ergeben sich aus folgenden 3 Gleichungen:

$$C = -\frac{K_{ph} \cdot \xi_G}{2 \cdot (K_{ph} - K_0) \cdot \xi_G + 2 \cdot K_0 - K_{ph}}$$

$$A = K_{ph} + C \cdot (K_{ph} - K_0)$$

$$B = -(C + C^2) \cdot (K_{ph} - K_0)$$

BESLER hat seinen Ansatz für vorbelastete Böden erweitert. Dabei wird berücksichtigt, dass bereits ohne Verschiebung der Wand durch die Vorbelastung des Bodens Spannungen vorhanden sind, für deren Mobilisierung bei Böden ohne Vorbelastung eine Wandverschiebung  $\Delta s$  erforderlich wäre. Durch die Berücksichtigung der Vorbelastung verschiebt sich die Mobilisierungsfunktion um das Maß

$$\Delta \xi = \frac{\Delta s}{s_B} = \frac{B}{K_v - A} - C \quad (2.24)$$

nach links. Die bezogenen Verschiebungen für die Vorbelastung ergeben sich dann zu

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta \xi \quad (2.25)$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta \xi = 1 - \Delta \xi \quad (2.26)$$

Der Erdwanerstandsbeiwert für vorbelastete Böden und die drei Konstanten können mit folgenden Formeln berechnet werden.

$$K_{ph}(\xi) = A_v + \frac{B_v}{C_v + \xi} \quad (2.27)$$

mit

$$C_v = -\frac{K_{ph} \cdot \xi_{G,v} \cdot \xi_{B,v}}{2 \cdot (K_{ph} - K_v) \cdot \xi_{G,v} + 2K_v \cdot \xi_{B,v} - K_{ph} \cdot \xi_{B,v}}$$

$$A_v = K_p - \frac{C_v \cdot (K_v - K_{ph})}{\xi_{B,v}}$$

$$B_v = \left( C_v + \frac{C_v^2}{\xi_{B,v}} \right) \cdot (K_v - K_{ph})$$

mit dem Seitendruckbeiwert

$$K_v = \frac{E_v}{E_0} \cdot K_0 = \frac{2 \cdot E_v}{\gamma \cdot h^2}$$

$$E_v = K_0 \cdot \left[ \gamma \cdot \frac{d^2}{2} + p_v \cdot \left( d - \frac{z_e}{2} \right) \right]$$

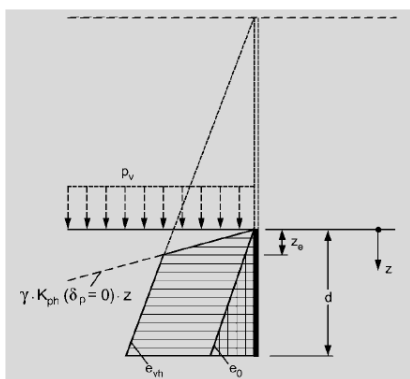


Bild 2.8: Ausgangsspannungszustand vor dem einbindenden Teil einer Baugrubenwand aus BESLER (1998)

### Erweiterung Ansatz BESLER (1998) auf bindige Böden nach HETTLER & MAIER (2004)

HETTLER & MAIER (2004) haben gezeigt, dass die Mobilisierungsfunktion von BESLER auch für bindige Böden geeignet ist. Mit den drei Stützstellen

$$(I) \quad K_{ph}(\xi = 0) = K_0 \quad (2.28)$$

$$(II) \quad K_{ph}(\xi = \xi_G) = 0,5 \cdot K_{ph} + \frac{2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h}$$

$$(III) \quad K_{ph}(\xi = 1) = K_{ph} + \frac{4 \cdot c' \cdot \sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h}$$

können für den Mobilisierungsansatz

$$K_{ph}(\xi) = A + \frac{B}{C + \xi} \quad (2.29)$$

die drei Konstanten A, B und C ermittelt werden zu:

$$C = - \frac{\left( K_{ph} + 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h} \right) \cdot \xi_G}{2 \cdot \left( K_{ph} + 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h} - K_0 \right) \cdot \xi_G + 2 \cdot K_0 - \left( K_{ph} + 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h} \right)}$$

$$A = K_{ph} + 4 \cdot c' \frac{\sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h} + C \cdot \left( K_{ph} + 4 \cdot c' \frac{\sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h} - K_0 \right)$$

$$B = -(C + C^2) \cdot \left( K_{ph} + 4 \cdot c' \frac{\sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot h} - K_0 \right)$$

mit

$$\xi_G = \frac{s_G}{s_B}$$

und den Verschiebungen  $s_G$  im Gebrauchszustand und  $s_B$  im Grenzzustand

$$s_G = f_{1C} \cdot H$$

$$s_B = f_{2C} \cdot H$$

Nach HETTLER & MAIER (2004) liegen bislang wenige Untersuchungen zur Bestimmung der Faktoren  $f_{1C}$  und  $f_{2C}$  vor, sie dürften aber stark von der Wandbewegungsart und der Kohäsion abhängen. Für eine erste Abschätzung haben sie Faktoren angegeben, die sie aus großmaßstäblichen Versuchen von WITTLINGER (1994) und aus numerischen Untersuchungen von GEBRESELASSIE (2003) abgeleitet haben (Tabelle 2.2).

Wandbewegungsart	Fußpunktdrehung	Parallelverschiebung
$f_{2C}$ im Bruchzustand: $E_{ph}$	6,0 - 10,0 [%]	6,0 - 8,0 [%]
$f_{1C}$ im Gebrauchszustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$	1,4 - 2,6 [%]	0,8 - 1,0 [%]

Tabelle 2.2: Faktoren  $f_{1C}$  und  $f_{2C}$  zur Beschreibung der Verschiebungsgrößen für steife bis halbfeste bindige Böden entsprechend den Versuchen von WITTLINGER (1994) aus HETTLER & MAIER (2004)

	$E_{50}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Fußpunktdrehung [%]	Parallelverschiebung [%]	Kopfpunktdrehung [%]
$f_{2C}$ im Bruchzustand: $E_{ph}$	10,0	8,7	3,9	5,7
	7,5	10,8	5,7	6,9
	6,0	13,2	7,2	8,4
	4,5	13,8	9,9	11,4
	3,0	15,0	14,7	15,6
$f_{1C}$ im Gebrauchszustand: $\frac{1}{2} E_{ph}$	10,0	1,8	0,6	0,6
	7,5	2,3	0,9	0,9
	6,0	2,7	1,2	1,2
	4,5	3,9	1,5	1,5
	3,0	4,8	2,1	2,4

Tabelle 2.3: Faktoren  $f_{1C}$  und  $f_{2C}$  zur Beschreibung der Verschiebungsgrößen für weiche bindige Böden in Abhängigkeit vom Referenzmodul  $E_{50}^{ref}$  entsprechend den FE-Berechnungen von GEBRESELASSIE (2003) aus HETTLER & MAIER (2004)

Die von BESLER (1998) vorgeschlagene Berücksichtigung einer Vorbelastung an der Aushubsohle haben HETTLER & MAIER (2004) ebenfalls für bindige Böden mit nachfolgenden Formeln erweitert.

Dabei tritt der Einfluss einer Vorbelastung auf die Verschiebungen dann auf, wenn der Überlagerungsdruck infolge des Aushubes größer als die Spannung aus Kohäsion ist:

$$K_0 \cdot p_v > 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_{ph}(\delta_p = 0)} \quad (2.30)$$

Nach BESLER herrscht im Primärspannungszustand bis zu einer Tiefe  $z_e$  der passive Grenzspannungszustand, darunter der Erdruchdruckzustand aus dem Überlagerungsdruck  $p_v$ . Die Tiefe  $z_e$  muss deshalb um den Kohäsionsanteil erweitert werden zu:

$$z_e = \frac{K_0 \cdot p_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_{ph}(\delta_p = 0)}}{\gamma \cdot [K_{ph}(\delta_p = 0) - K_0]} \quad (2.31)$$

Der zu erwartende Gesamterddruck  $E_v$  des Primärspannungszustandes ergibt sich für eine Wandhöhe  $d$  für einen durch den Überlagerungsdruck  $p_v$  vorbelasteten Boden mit der Wichte  $\gamma$  zu:

$$E_v = K_0 \cdot \left[ \gamma \cdot \frac{d^2}{2} + p_v \cdot \left( d - \frac{z_e}{2} \right) \right] + z_e \cdot c' \cdot \sqrt{K_{ph}(\delta = 0)} \quad (2.32)$$

Damit kann der Seitendruckbeiwert für den vorbelasteten Boden analog zur Berücksichtigung der Vorbelastung bei nichtbindigen Böden ermittelt werden zu:

$$K_v = \frac{E_v}{E_0} \cdot K_0 = \frac{2 \cdot E_v}{\gamma \cdot h^2}$$

und die Ausgangsfunktion ohne Vorbelastung um das Maß

$$\Delta \xi = \frac{\Delta s}{s_B} = \frac{B}{K_v - A} - C$$

nach links verschoben werden. Die bezogenen Verschiebungen für vorbelastete Böden sind:

$$\xi_{G,v} = \xi_G - \Delta \xi$$

$$\xi_{B,v} = \xi_B - \Delta \xi = 1 - \Delta \xi$$

$$C_v = \frac{\left( K_{ph} + 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{(\gamma \cdot d)} \right) \cdot \xi_{G,v} \cdot \xi_{B,v}}{2 \cdot \left( K_{ph} + 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{(\gamma \cdot d)} - K_v \right) \cdot \xi_{G,v} + 2K_v \cdot \xi_{B,v} - \left( K_{ph} + 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{(\gamma \cdot d)} \right) \cdot \xi_{B,v}}$$

$$A_v = K_p + 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{(\gamma \cdot d)} - \frac{C_v \cdot (K_v - K_{ph} - 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{(\gamma \cdot d)})}{\xi_{B,v}}$$

$$B_v = \left( C_v + \frac{C_v^2}{\xi_{B,v}} \right) \cdot \left[ K_v - K_{ph} - 4 \cdot c' \cdot \frac{\sqrt{K_{ph}}}{(\gamma \cdot d)} \right]$$

$$K_{ph}(\xi) = A_v + \frac{B_v}{C_v + \xi}$$

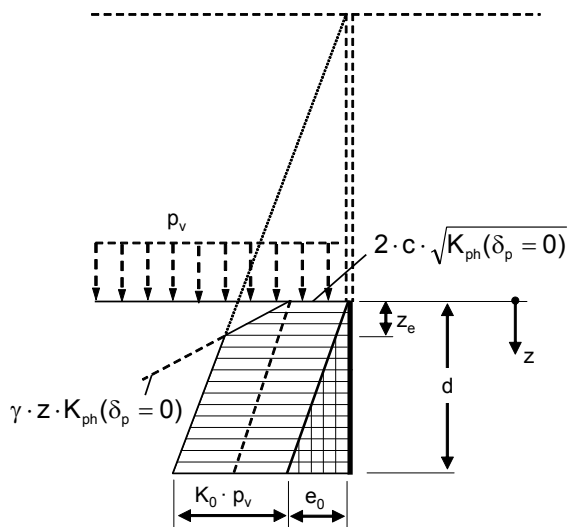


Bild 2.9: Ausgangsspannungszustand bei bindigen Böden aus HETTLER &amp; MAIER (2004)

### Untersuchungen von BARTL (2004)

BARTL hat sowohl eigene 1g- Modellversuche als auch Zentrifugenversuche zur Beschreibung des Mobilisierungsverhaltens in Abhängigkeit von der Wandbewegung durchgeführt. Die Versuchsergebnisse wurden mit zwei verschiedenen Ansätzen ausgewertet.

Nach seinen Untersuchungen lässt sich der Mobilisierungsgrad  $\chi_R$  in Abhängigkeit vom Mobilisierungsgrad der Grenzverschiebung  $\lambda_R$  und den versuchstechnisch zu ermittelnden Beiwerten  $b$  und  $c$  mit folgender Formel beschreiben:

$$\chi_R = \left(1 - (1 - \lambda_R)^b\right)^c \quad (2.33)$$

Dabei ist der Mobilisierungsgrad  $\chi_R$  definiert zu

$$\chi_R = \frac{E - E_0}{E_p - E_0} = \frac{K - K_0}{K_p - K_0} \quad (2.34)$$

Der Mobilisierungsgrad der Grenzverschiebung  $\lambda_R$  lässt sich aus dem Verhältnis der Wandverschiebung  $s$  zur erforderlichen Grenzverschiebung  $s_p$  zur maximalen Mobilisierung des Erdwiderstandes  $E_p$  ermitteln zu:

$$\lambda_R = \frac{s}{s_p} \quad (2.35)$$

Aus den Formeln (2.33), (2.34) und (2.35) ergibt sich somit für den Erddruckbeiwert  $K$ :

$$K = (K_p - K_0) \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{s}{s_p}\right)^b\right)^c + K_0 \quad (2.36)$$

bzw. für die Resultierende des passiven Erddruckes gemäß DIN 4085:2007 zu:



$$E_{\text{pgh}}^i = (E_{\text{pgh}} - E_{\text{0gh}}) \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{s}{s_p} \right)^b \right)^c + E_{\text{0gh}} \quad (2.37)$$

Die Exponenten b und c können in Abhängigkeit von der Art der Wandbewegung aus folgender Tabelle 2.4 bestimmt werden (DIN 4085:2007).

Art der Wandbewegung	Exponenten der Mobilisierungsfunktion	
	b	c
Fußpunktdrehung	1,07	0,7
Parallelverschiebung	1,45	
Kopfpunktdrehung	1,72	
s ist die tatsächliche Wandverschiebung s <sub>p</sub> die Verschiebung zur Erzeugung von E <sub>p</sub> . Bei weichen bindigen Böden und bei nichtbindigen Böden unter Wasser können die Verschiebung s <sub>p</sub> 1,5- bis 2fach größer sein.		

Tabelle 2.4: Exponenten b und c für den Mobilisierungsansatz (2.37), aus DIN 4085:2007

### Modellversuche von GUTBERLET (2008)

GUTBERLET (2008) hat Modellversuche in einem an der Technischen Universität Darmstadt entwickelten Versuchstand durchgeführt. Neben Versuchen mit einem homogenen Bodenaufbau führte er auch Versuche am geschichteten Baugrund durch. Seine Ergebnisse bestätigten die bisherigen Untersuchungen von BARTL (2004). Für kleinere Wandverschiebungen konnte er seine Versuchsergebnisse aber mit folgendem Ansatz besser abbilden, den er auf Basis der Ellipsengleichung abgeleitet hat:

$$K = K_0 + (K_{\text{pgh}} - K_0) \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{s - s_p}{s_p} \right)^2} \quad (2.38)$$

Die erforderliche Wandverschiebung s<sub>p</sub> zur Mobilisierung des maximalen Erdwiderstandes kann mit dem Ansatz der DIN 4085:2007 in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte D ermittelt werden.

$$\frac{s_p}{h} = -0,08 \cdot D + 0,12 \quad \text{für parallele Bewegung oder Drehung um den Wandfuß} \quad (2.39)$$

$$\frac{s_p}{h} = -0,05 \cdot D + 0,09 \quad \text{für Drehung um den Wandkopf} \quad (2.40)$$

Bei den Versuchen mit sehr dichter Lagerung (D=0,9) stimmten die Versuchsergebnisse von GUTBERLET (2008) mit den Ansätzen der DIN 4085 gut überein. Bei den Versuchen mit lockerer und mitteldichter Lagerung war die volle Mobilisierung des Erdwiderstandes bei den nach Formel (2.38) in DIN 4085 berechneten Verschiebungen noch nicht zu beobachten.

### Zusammenfassung

Überwiegend befassen sich die Untersuchungen mit nichtbindigen Böden. VOGT (1984) und ZIEGLER (1997) beschreiben die Mobilisierung des Erwiderstandes als lokales Problem, wobei ZIEGLER aber in Abhängigkeit von der Wandbewegungsart unterschiedliche Ansätze angibt. VOGT kommt dagegen mit einem Ansatz aus; allerdings konnte er die Versuche bei einer "Kopfpunktdrehung"

der Wand, die in der Realität äußerst selten vorkommt und somit praktisch kaum relevant ist, mit seinem Ansatz nicht zutreffend beschreiben.

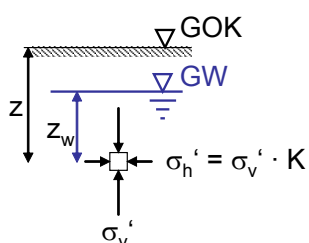
BESLER (1998) berücksichtigt eine Vorbelastung des Bodens, die in der Realität auch infolge einer Aushubentlastung regelmäßig gegeben ist. Seine Formeln sind allerdings sehr komplex und beschreiben nur die globale Erddruckentwicklung. BARTL (2004) berücksichtigt durch Zentrifugenversuche auch das tatsächliche Spannungsniveau im Boden und GUTBERLET (2008) konnte dessen Versuchsergebnisse bestätigen.

Für bindige Böden sind bislang deutlich weniger Untersuchungen durchgeführt worden. WITTLINGER (1994) hat einige Ergebnisse von großmaßstäblichen Untersuchungen an zwei bindigen Böden veröffentlicht und das unterschiedliche Mobilisierungsverhalten des Reibungs- und Kohäsionsanteils beschrieben. Eine Mobilisierungsfunktion für bindige Böden wurde von HETTLER & MAIER (2004) auf Basis des Ansatzes von BESLER (1998) entwickelt. Zu den benötigten Eingangsparametern wurden aber bislang kaum Untersuchungen durchgeführt.

### 3 Verfahren zur Ermittlung der Vorbelastung überkonsolidierter Böden und ihres Ruhe- druckbeiwertes

#### 3.1 Allgemeines

Bei der Ermittlung geotechnischer Kennwerte und Größen liegen Konzepte zugrunde. Zum Beispiel erfolgt die Bestimmung des Seitendruckbeiwertes überkonsolidierter Böden  $K_{0(oc)}$  anhand der effektiven Spannungen. Die Ermittlung der effektiven Horizontalspannung  $\sigma'_h$  im Boden erfordern Sonderuntersuchungen (vgl. Abschnitt 3.3), dagegen wird die effektive Vertikalspannung  $\sigma'_v$  als bekannte bzw. leicht zu bestimmende Kenngröße angesehen, die nach Formel (3.1) ermittelt werden kann:



$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma_r \cdot z - \gamma_w \cdot z_w \quad (3.1)$$

Dazu wird in der Konsolidationstheorie davon ausgegangen, dass nach Spannungsänderungen im Boden (z.B. nach einer geologischen Entlastung) die entstandenen Porenwasserüber- oder -unterdrücke  $\Delta u$  im Laufe der erforderlichen Konsolidierungszeit vollständig abgebaut werden. Allerdings herrscht darüber in der Literatur keine einheitliche Meinung. So wird nach einigen Untersuchungen die Existenz eines Grenzgradienten oder Stagnationsgradienten  $i_0$  postuliert, unter dem bei feinkörnigen Böden eine Strömung des freien Porenwassers nicht mehr stattfindet. Als Konsequenz würden z.B. bei einer geologischen Entlastung die Porenwasserunterdrücke nicht vollständig abgebaut, so dass die effektiven Vertikalspannungen größer wären als nach der Formel (3.1).

MADER (1989) vertritt als Beispiel die Theorie, dass ein Stagnationsgradient  $i_0$  zumindest im untersuchten Frankfurter Ton existiert. Er begründet dies durch eigene Versuche. Dazu hat er ein Konzept für eine Versuchsmethode vorgestellt, mit dem ein Stagnationsgradient  $i_0$  ohne Bestimmung der Durchlässigkeit oder des Porenwasserdruckes nachgewiesen werden kann. Somit entfallen die bekannten Probleme der Durchlässigkeitsbestimmung bei kleinen Gradienten bzw. die Bestimmung des Restporenwasserdruckes durch Porenwasserdruckgeber.

Grundlage sind eindimensionale Kompressionsversuche. Wenn kein Stagnationsgradient  $i_0$  existiert, hat es auf Basis der Konsolidierungstheorie auf die Gesamtsetzung je Laststufe keinen Einfluss, ob eine Probe einseitig oder zweiseitig entwässern kann. Lediglich die Konsolidierungsdauer ist unterschiedlich. Nach seiner Theorie kann somit ein Stagnationsgradient  $i_0$  nachgewiesen werden, wenn im Versuch eine Probe zunächst einseitig entwässern kann und nach Abschluss des Setzungsvorganges auch von der zweiten Seite die Entwässerungsmöglichkeit geöffnet wird und nochmals Setzungen auftreten. Für die Versuchsdurchführung schlägt MADER (1989) vor, die Verformungen bei der Entlastung und nicht bei der Belastung zu ermitteln, da es versuchstechnisch

leichter ist, eine Wasserzufuhr zur Probe zu unterbinden, als eine Entwässerung der Probe nur in eine Richtung zu ermöglichen. Er führte Quellhebeversuche durch. Auf Grundlage seiner Versuchsergebnisse geht er von der Existenz eines Stagnationsgradienten aus. Offen bleibt, ob nicht berücksichtigte zusätzliche Effekte bei der Versuchsdurchführung die Ergebnisse derart beeinflusst haben, dass ein möglicher Stagnationsgradient vorgetäuscht wurde, ohne dass er wirklich besteht. Umfangreiche Untersuchungen zur Gültigkeit des Gesetzes von Darcy ( $v = k \cdot i$ ) auch bei sehr kleinen Gradienten hat DEGEN (1994) durchgeführt. Seine Ergebnisse zeigen, dass selbst bei ausgeprägt plastischen Tonen mit sehr kleinem  $k$ -Wert ein Anfangsgradient oder Grenzgradient  $i_0$  zumindest für  $i_0 > 0,07$  nicht vorhanden ist. Auch HEYER (2001) hat mit seinen Versuchen eine lineare Abhängigkeit des hydraulischen Gradienten  $i$  von der Filtergeschwindigkeit  $v$  selbst bei kleinen Gradienten  $i$  festgestellt.

In der Literatur sind somit unterschiedliche Theorien zur Existenz oder Nichtexistenz eines Grenzgradienten  $i_0$  vorhanden. In dieser Arbeit wird ohne eigene Untersuchungen die Nichtexistenz eines Grenzgradienten  $i_0$  vorausgesetzt.

### 3.2 Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung $\sigma_{v,max}$

Zur Bestimmung der maximalen geologischen Vorbelastung  $\sigma_{v,max}$  kann der Kompressionsversuch nach DIN 18135 (Entwurf) verwendet werden, da zu jedem Zeitpunkt die  $K_0$ -Bedingung der verhin- derten Seitendehnung gegeben ist. Bei allen Versuchen wird vorausgesetzt, dass bei Überschrei- tung der geologischen Vorbelastung eine Änderung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens auftritt.

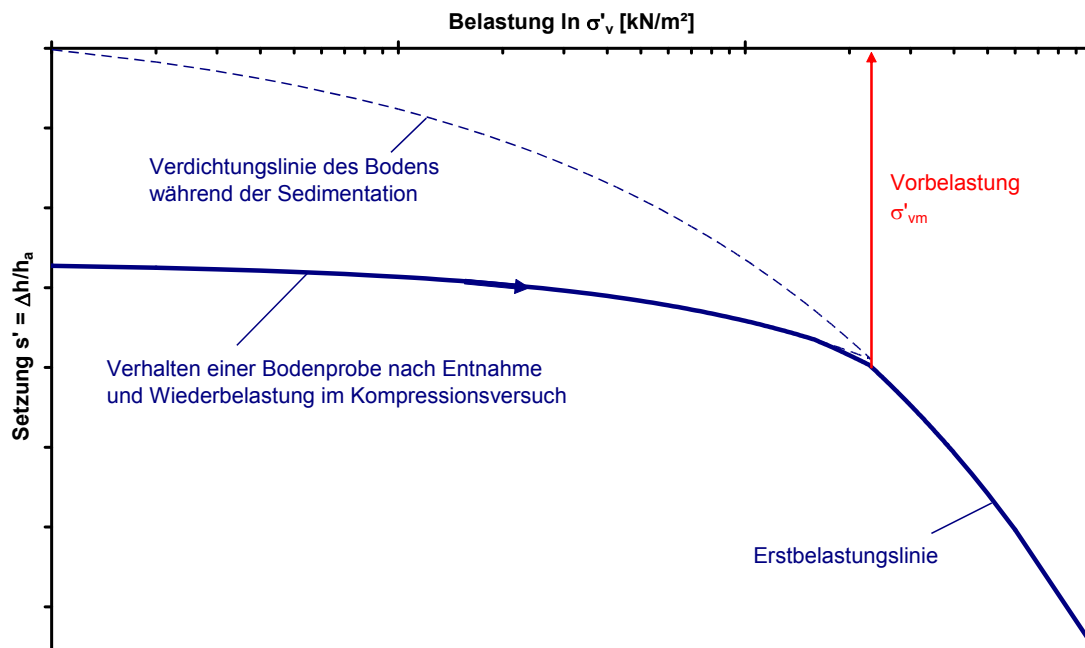


Bild 3.1: Einfluss einer Vorbelastung  $\sigma'_{vm}$  auf die Zusammendrückungslinie einer ungestörten Probe bei logarithmischer Einteilung der Belastungsachse

### 3.2.1 Verfahren nach CASAGRANDE

Mit der bekanntesten Ermittlungsmethode nach CASAGRANDE (1936) kann die geologische Vorbelastung an ungestörten Proben im Kompressionsversuch ermittelt werden. Im halblogarithmischen Spannungs-Setzungs-Diagramm ist es möglich, die Spannung  $\sigma'_{vm}$  abzuschätzen, unter der die Bodenprobe ehemals konsolidiert ist. Zunächst wird die Kompressionsgerade (I) durch eine ausreichende Anzahl an Versuchspunkten im Bereich großer Spannungen bestimmt und für den Bereich kleiner Spannungen extrapoliert. Am Belastungsast (II) wird der Punkt (T) mit der größten Krümmung bzw. dem kleinsten Radius ( $r_{min}$ ) bestimmt und eine Tangente sowie eine horizontale Gerade durch den Punkt (T) gelegt. Die Winkelhalbierende zwischen diesen beiden Geraden schneidet am Schnittpunkt C die Kompressionsgerade (I) und dieser Punkt definiert annähernd die maximale Spannung  $\sigma'_{vm}$ , unter der der Boden ehemals konsolidiert ist (vgl. Bild 3.2).

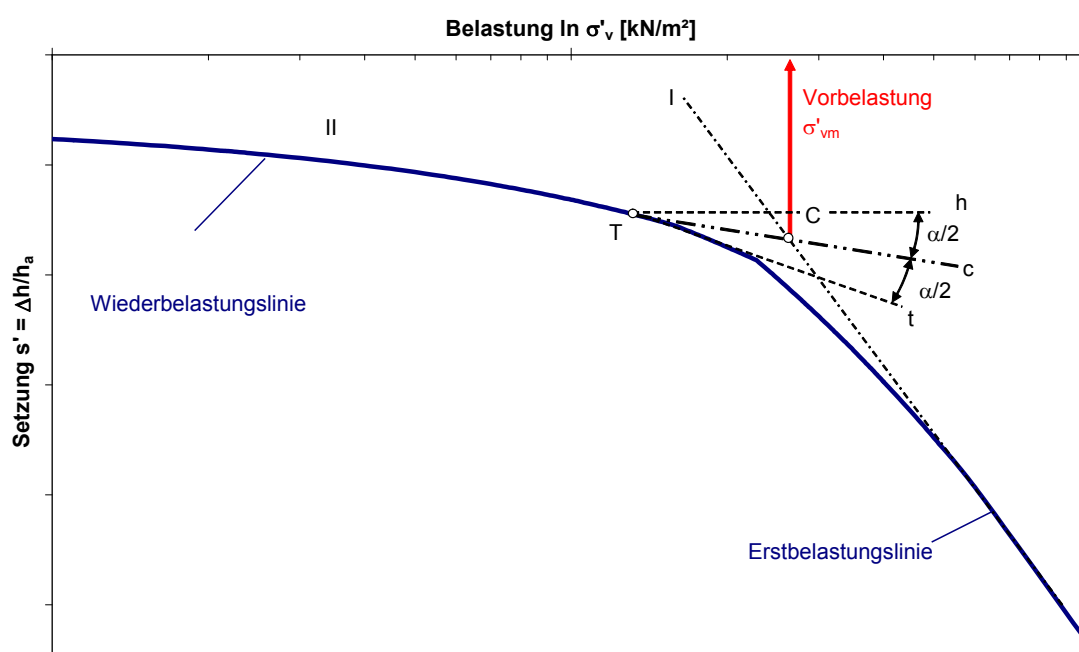


Bild 3.2: Bestimmung der ehemaligen Konsolidierungsspannung  $\sigma'_{vm}$  nach CASAGRANDE (1936)

Das Verfahren basiert auf theoretischen Überlegungen, allerdings wird bei der Versuchsbestimmung nicht berücksichtigt, dass während der Probenentnahme und während des Einbaus in das Versuchsgerät die ursprünglichen Spannungsverhältnisse temporär geändert werden und die Probe unkontrolliert entspannen kann, so dass sich die in der Probe eingeprägte Spannungsgeschichte verändert. In der Praxis ist häufig aus dem Spannungs-Setzungs-Diagramm der Punkt (T) nicht eindeutig bestimmbar. Im halblogarithmischen Maßstab führt aber bereits eine geringfügige Änderung der Tangenten und Schnittpunkte zu erheblichen Ergebnisänderungen, so dass nur unter sehr günstigen Verhältnissen die ehemalige Konsolidierungsspannung hinreichend genau bestimmbar ist. Dieses Verfahren kam bei den aktuellen Untersuchungen nicht zur Anwendung.

### 3.2.2 Verfahren nach VAN ZELST

Mit dem Verfahren nach Van Zelst (SCHULTZE & MUHS, 1967) wird die Vorbelastung durch einen maximalen und minimalen Wert gemittelt. Der Maximalwert wird gemäß Bild 3.3 durch den Schnitt

der Tangente an dem Erstbelastungsast mit der Parallelen zum näherungsweise durch eine Gerade ersetzten Entlastungsast durch den Anfangspunkt der Zusammendrückungslinie und der Minimalwert durch den Schnitt der Tangente an dem Erstbelastungsast mit der Abszisse durch den Belastungsnullpunkt angegeben.

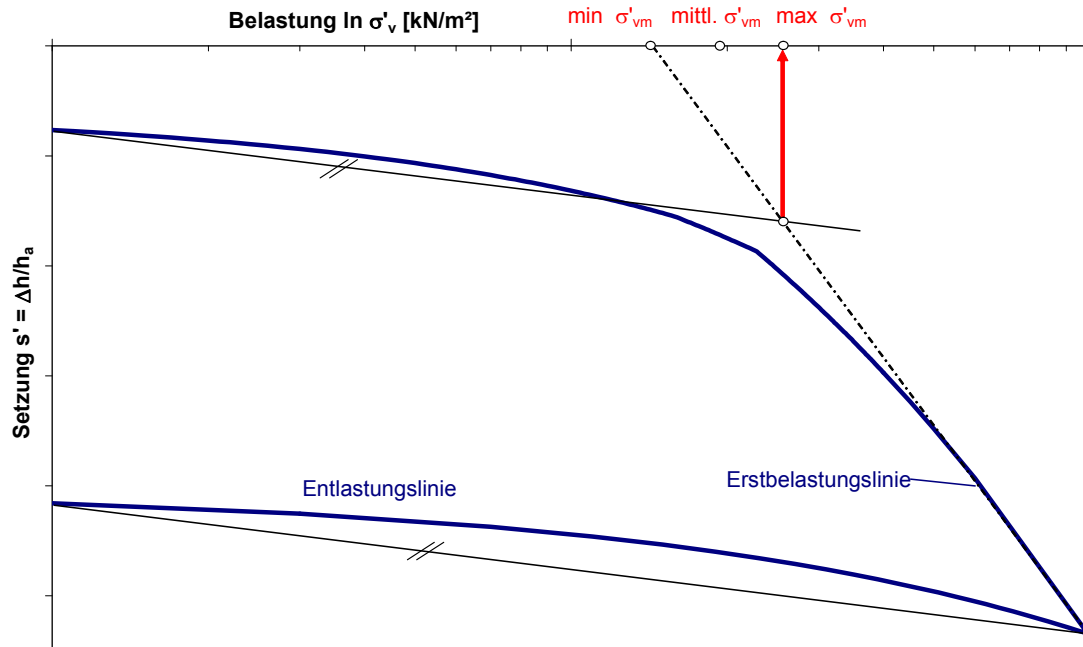


Bild 3.3: Ermittlung der Vorbelastung nach Van Zelst (SCHULTZE & MUHS, 1967)

### 3.2.3 Verfahren nach BURMISTER

Nach BURMISTER (SCHULTZE & MUHS, 1967) wird im Kompressionsversuch zusätzlich noch eine Wiederbelastung der Probe durchgeführt, dessen erhaltene Kurve A-B-C-D solange parallel nach oben verschoben wird, bis die Punkte auf der Erstbelastungskurve (B', C' und D') liegen. Die Vorbelastung ergibt sich dann durch den Punkt A' (vgl. Bild 3.4).

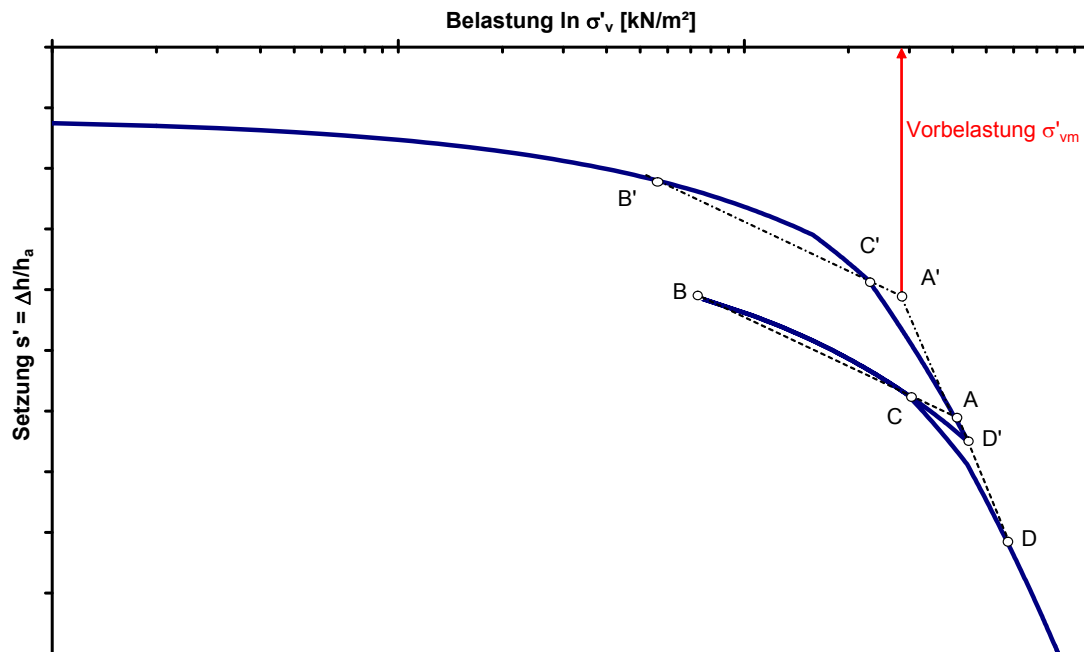


Bild 3.4: Ermittlung der Vorbelastung nach BURMISTER (SCHULTZE &amp; MUHS, 1967)

### 3.2.4 Verfahren nach KOTZIAS

Die vorgenannten Verfahren versagen nach SCHULTZE & MUHS (1967) bei Böden, bei denen sich im Kompressionsversuch bei Belastungen über der geologischen Vorbelastung bei halblogarithmischer Darstellung keine geradlinigen Druck-Setzungslinien einstellen. Dies ist bei Schluff der Fall, wenn  $p_0 \neq 0$  bzw.  $w \neq 0$  ist. Nach KOTZIAS (SCHULTZE & MUHS, 1967) kann dann die Vorbelastung auf Basis einer Druck-Setzungslinie wie folgt ermittelt werden (vgl. Bild 3.5). In einem Diagramm werden auf der Ordinate die bezogene Setzung für den Druck  $p$ , auf der Abszisse die bezogene Setzung für  $2 \cdot p$  für beliebige Drücke  $p$  angetragen. Aus den Punkten der Erst- und Wiederbelastung werden zwei Geraden konstruiert, wobei die Gerade für die Wiederbelastung durch den Ursprung verläuft. Am Schnittpunkt beider Geraden kann die bezogene Setzung  $s'_{pv}$  an der Ordinate abgelesen werden. Die zugehörige Setzung wird aus der Druck-Setzungskurve ermittelt.

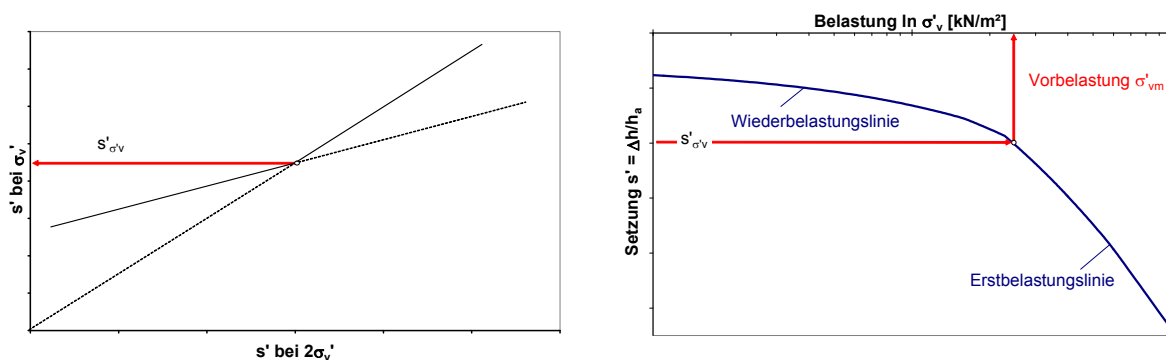


Bild 3.5: Ermittlung der Vorbelastung nach KOTZIAS (SCHULTZE &amp; MUHS, 1967)

### 3.2.5 Verfahren unter Nutzung des Kompressions- und Schwellbeiwertes

Bei diesem Verfahren wird durch Be- und Entlastung im Kompressionsversuch nach DIN 18135:1999 (Entwurf) der Kompressionsbeiwert  $C_C$  am Erstbelastungsast und der Schwellbeiwert  $C_S$  am Ent- bzw. Wiederbelastungsast bestimmt. Es wird unterstellt, dass der Schwellbeiwert  $C_S$  unabhängig vom Spannungsniveau eine Konstante ist (unter Vernachlässigung des Spannungsbereiches bis zur vollständigen Entlastung).

Weiterhin ist zwar nicht die ehemalige Vorbelastungsspannung bekannt, aber der Ist-Zustand lässt sich durch die Entnahmetiefe, also der in-situ Vertikalspannung und die Porenzahl  $e$  beschreiben. Erfahrungen haben gezeigt, dass an Bodenproben, die tief unterhalb des Grundwasserspiegels entnommen wurden, oft eine Sättigungszahl  $S_r < 1$  ermittelt wurde, da durch die Entspannung des Korngerüsts bei der Probenentnahme Saugspannungen hervorgerufen werden können, die gelöste Gase im Porenwasser frei werden lassen kann. Wird der Probe in-situ volle Wassersättigung unterstellt, kann die Porenzahl nach folgender Formel bestimmt werden.

$$e_w = w \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} ; \text{ bei Annahme } S_r = 1 \text{ ist } e = e_w \quad (3.2)$$

Der Ist-Zustand der Probe kann nach BAUMANN (2004) unter Annahme des ermittelten Kompressionsbeiwertes  $C_C$  und des Schwellbeiwertes  $C_S$  nur mit einem Spannungspfad erreicht werden, was mit Kenntnis der Porenzahl  $e$  erlaubt, die maximale ehemalige Spannung zu ermitteln (Bild 3.6).

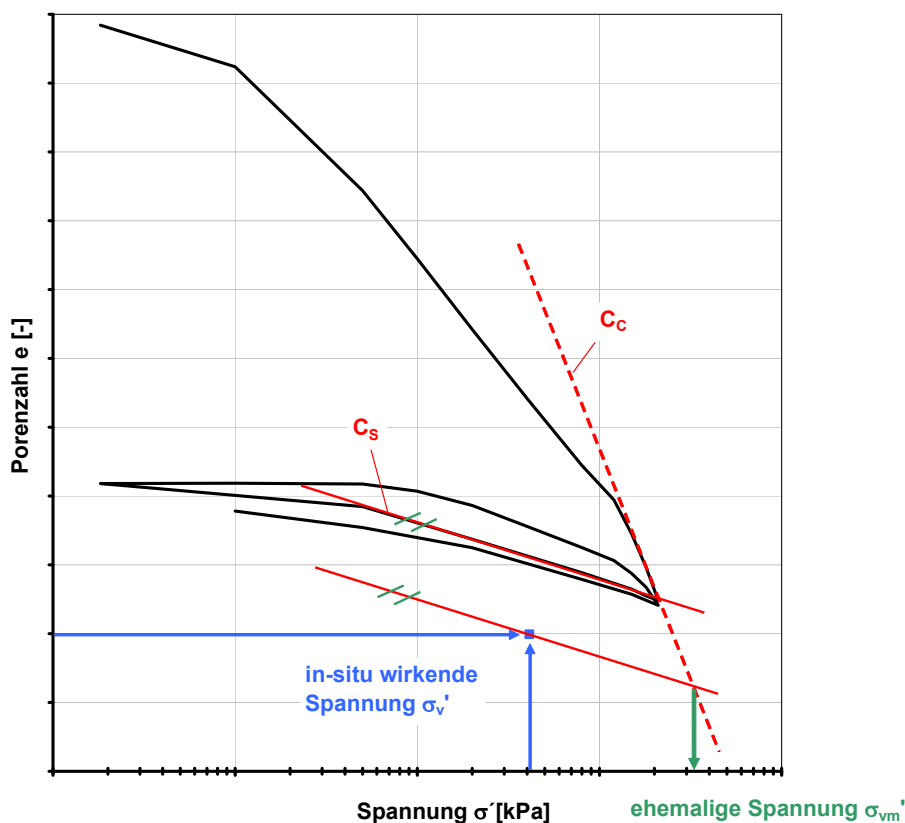


Bild 3.6: Bestimmung des Überkonsolidierungsverhältnisses unter Nutzung des Kompressions- und Schwellbeiwertes



Die ehemalige Auflastspannung  $\sigma_{vm}'$  lässt sich somit mit Kenntnis der aktuellen Porenzahl  $e$  am Schnittpunkt der Geraden, die durch den Kompressionsbeiwert  $C_c$  und Schwellbeiwert  $C_s$  beschrieben wird, bestimmen.

### 3.2.6 Verfahren nach MURAYAMA & SHIBATA

Zur Bestimmung des Überkonsolidierungsverhältnisses wurde von MURAYAMA & SHIBATA (1958) ein weiteres Verfahren vorgestellt. Hierbei werden die Sekundärsetzungen von natürlichen, ungestörten Proben betrachtet. Die Sekundärsetzung wird dabei im Kompressionsapparat für den ein-dimensionalen Kompressionsversuch (Oedometerversuch) nach DIN 18135:1999 (Entwurf) bestimmt. Es wird das Zeit-Zusammendrückungsverhalten während der Sekundärsetzung nach Abschluss der Primärsetzung je Laststufe beobachtet. In einer halblogarithmisch dargestellten Zeit-Setzungslinie je untersuchter Laststufe wird die Neigung der Sekundärsetzung durch den Kriechbeiwert

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log \frac{t_2}{t_1}} \quad (3.3)$$

beschrieben (vgl. Bild 3.7).

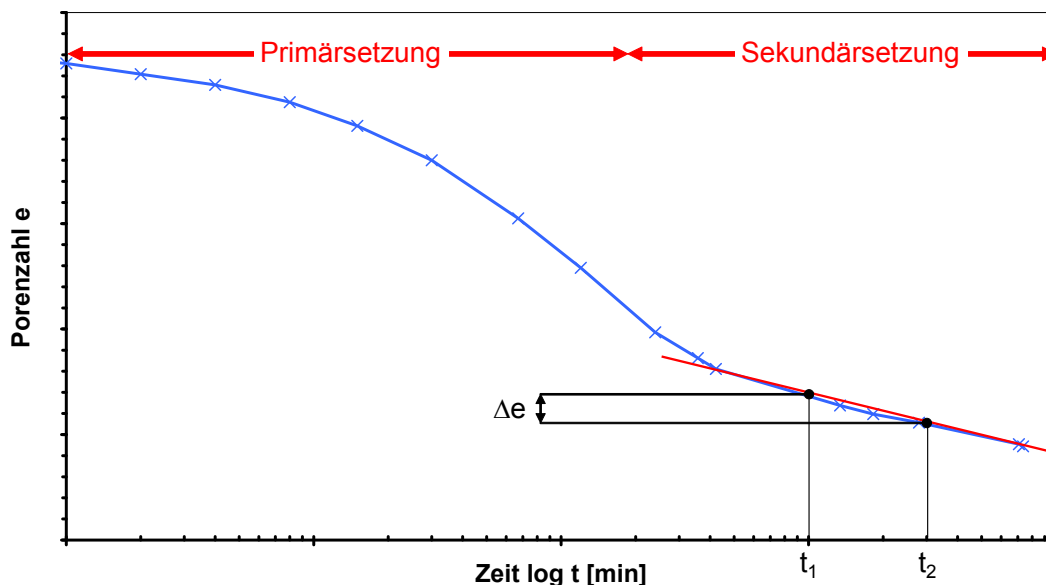


Bild 3.7: Bestimmung des Kriechbeiwertes  $C_\alpha$

Nach MURAYAMA & SHIBATA ist bei Erstbelastungen ( $OCR = 1$ ) der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  unabhängig von der Konsolidationsspannung. Bei Wiederbelastungen sinkt er mit steigendem OCR. Wird der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  für jede Laststufe mit der dazugehörigen Vertikalspannung in einem  $\sigma$ - $C_\alpha$ -Diagramm angetragen, erhält man die höchste ehemalige Vertikalspannung  $\sigma_{vm}'$  am Knick (vgl. Bild 3.8).

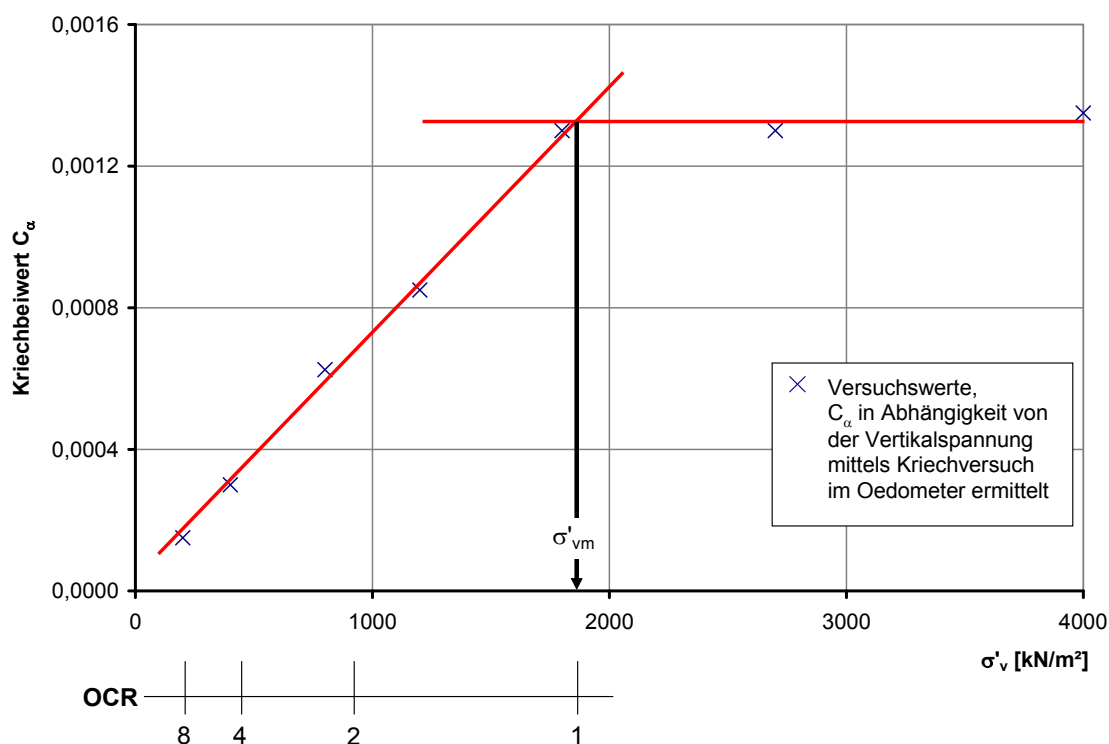


Bild 3.8: Bestimmung der geologischen Vorbelastung unter Nutzung des Kriechbeiwertes

### 3.2.7 Bewertung der einzelnen Verfahren

Bei allen Verfahren, die ungestörte, natürliche Proben erfordern, besteht die Gefahr, dass durch die Probengewinnung ggf. die Probe soweit gestört wird, dass die "Erinnerung" der Probe an die geologische Vorbelastung verloren geht.

Das Verfahren von CASAGRANDE versagt häufig, da die Bestimmung des Übergangs von der Wiederbelastung in die Erstbelastung einen ausgeprägten Knick in der Spannungs-Setzungs-Beziehung voraussetzt. Diese ist materialbedingt oder infolge von Probestörung häufig nicht gegeben (FEESER, 1986). Zudem kann die Vorkonsolidierungsspannung im logarithmischen Maßstab nicht hinreichend genau bestimmt werden und ggf. durchlaufende Alterungsprozesse des Bodens durch Kriechvorgänge (BJERRUM, 1973) oder auch die Zementierung des Bodens können das Ergebnis verfälschen.

SCHERZINGER (1991) berichtet von eigenen Versuchen, bei denen nach dem Verfahren von CASAGRANDE im Mittel etwa 20 % größere Vorkonsolidierungsspannungen ermittelt wurden als die im Versuch tatsächlich aufgebracht.

Die Verfahren nach VAN ZELST und nach BURMISTER basieren ebenfalls auf eine Auswertung im halblogarithmischen Spannungs-Setzungs-Diagramm. Der Vorteil gegenüber dem Verfahren nach CASAGRANDE liegt darin, dass nicht unmittelbar der "Knick" im Spannungs-Setzungsdiagramm ausgewertet wird. Es werden aber zusätzlich Entlastungs- und Wiederbelastungszyklen benötigt (FEESER, 1986).

Das Verfahren nach KOTZIAS wurde aus versuchstechnischen Gründen nicht für die eigenen Untersuchungen in Betracht gezogen. Bei dem Verfahren ist es erforderlich, dass die Setzung auch bei

der zweifachen effektiven Spannung ermittelt werden muss. Da für die Untersuchungen des Münchener Untergrundes Vorbelastungsspannungen von ca.  $\sigma_{vm}' \sim 2000 \text{ kN/m}^2$  erwartet werden und auch Spannungsbereiche deutlich über der Vorbelastungsgeschichte untersucht werden müssen, hätten im eindimensionalen Kompressionsversuch Vertikalspannungen von deutlich über  $4000 \text{ kN/m}^2$  aufgebracht werden müssen. In dem verwendeten Versuchsstand, bei dem die Vertikallast statisch über Gewichte aufgebracht wird, liegt die Maximallast bei ca.  $4000 \text{ kN/m}^2$ .

Bei dem Verfahren unter Nutzung des Kompressions- und Schwellbeiwertes wird unterstellt, dass eine an einer ungestörten Probe ermittelten Porenzahl  $e$  nur durch einen bestimmten Pfad im Spannungs-Porenzahl-Diagramm erreicht und somit die maximale geologische Vorbelastung  $\sigma_{vm}'$  eindeutig bestimmt werden kann. Bei Proben, die einen Alterungsprozess oder Veränderungen durch diagnetische Bindungen erfahren haben, trifft diese Annahme aber nicht mehr zu, so dass zu hohe Vorbelastungsspannungen ermittelt werden. Zur Überprüfung, ob Proben des Münchener Tertiärs derartige Prozesse durchlaufen haben, wurden eigene Versuche durchgeführt. Bei 7 von 11 untersuchten Proben wurde eine Vorbelastung  $\sigma_{vm}'$  von weit über  $10000 \text{ kN/m}^2$  ermittelt, was Überlagerungshöhen von mehr als  $750 \text{ m}$  entsprechen würde. Diese Überlagerungshöhen sind nicht realistisch.

Allerdings kann bei den untersuchten Proben nicht festgestellt werden, dass eine maßgebende Alterung durch Kriechvorgänge stattgefunden hat.

Die bei den Untersuchungen in-situ ermittelten geringen Porenzahlen können rechnerisch aufgrund des geringen Kriechmaßes der Proben ( $C_\alpha$  vgl. Abschnitt 5.2) nicht alleine durch eine sekundäre Setzung seit der Ablagerung erreicht worden sein.

Bei den Proben, bei denen sehr hohe ehemalige Überlagerungsspannungen ermittelt wurden, wird vermutet, dass chemische Prozesse oder eine Verkittung des Bodens zu einer zusätzlichen Verringerung der Porenzahl beigetragen haben. Diese Prozesse können durch einen Oedometerversuch an aufbereiteten Proben nicht simuliert werden.

Untersuchungen an 4 Proben ohne Konkretionen lieferten ähnliche Ergebnisse, wie sie mit dem nachfolgend genannten Verfahren unter Nutzung des Kriechbeiwertes ermittelt wurden. Bei Proben mit Konkretionen waren die Ergebnisse unterschiedlich. Es wird vermutet, dass bei dem Verfahren "Ermittlung des Überkonsolidierungsverhältnisses unter Nutzung des Kompressions- und Schwellbeiwertes" bereits geringe Anteile an Verfestigungen bzw. Konkretionen in den Proben ausreichend sind, um die Porenzahl in situ maßgeblich zu reduzieren. Da der geologische Prozess der Entstehung von Verfestigungen bzw. Konkretionen im Labor nicht nachvollzogen werden kann, der größte Anteil der entnommenen Proben aus dem Bereich des Münchner Tertiärs aber Verfestigungen bzw. Konkretionen aufweist, lässt sich als Fazit feststellen, dass das Verfahren für die Münchner tertiären Tone nicht bzw. nur begrenzt geeignet ist.

Das Verfahren nach MURAYAMA & SHIBATA (1958) wird in der vorliegenden Arbeit angewendet. Vorteilhaft ist, dass keine signifikante Änderung der Steigung im Spannungs-Setzungsdiagramm im Übergangsbereich zwischen Wieder- und Entlastung erforderlich ist. Es wird zuverlässiger als die vorherigen Verfahren eingestuft (MADER, 1989). MADER (1989) berichtet, dass bei seinen Untersuchungen der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  nach Erreichen der Maximallast weiter angestiegen ist, so dass die maximale Vorbelastung ggf. überschätzt werden kann. SCHERZINGER (1991) hat mit eigenen Versuchen dagegen das Konzept vom MURAYAMA & SHIBATA bestätigt, dass bei der Erstbelastung der

Kriechbeiwert  $C_\alpha$  nahezu konstant und bei Wiederbelastung deutlich geringer ist. Details zur Versuchsdurchführung und den Ergebnissen können dem Abschnitt 5.2 entnommen werden.

### 3.3 Ermittlung des Erdruchdruckbeiwertes $K_0$

#### 3.3.1 Allgemeines

Der Erdruchdruckbeiwert  $K_0$  entspricht dem Verhältnis der effektiven Spannungen  $\sigma'_h / \sigma'_v$  bei verhinderter Seitendehnung und kann sowohl durch Feld- als auch durch Laborversuche ermittelt werden. Es lassen sich folgende Methoden unterscheiden:

- Ermittlung durch Feldversuche
- Ermittlung durch indirekte Verfahren im Labor
- Ermittlung durch direkte Verfahren im Labor

#### 3.3.2 Ermittlung durch Feldversuche

Die zur Bestimmung des Erdruchdruckbeiwertes  $K_0$  im Feld zum Einsatz kommenden Versuchsgерäte lassen sich nach der Art des Einbringens in den Boden unterscheiden nach:

- Prebored Pressuremeter (PBP),
- Self-Boring Pressuremeter (SBP)
- Pushed-in oder Full Displacement Pressuremeter (FDP)

Die DIN 4094-5 unterscheidet bei der ersten Gruppe (PBP) folgende Versuchsgерäte:

- Dilatometer
- Pressiometer
- Seitendruckgerät

Bei allen Methoden besteht das Problem, dass durch das Einbringen des Versuchsgерätes in den Boden Verformungen entstehen und dadurch die in-situ Spannungszustände gestört werden. Bereits BISHOP (1958) hat hervorgehoben, dass die Bestimmung des Erdruchdruckbeiwertes im Feld unüberwindbare Probleme hervorruft, da bereits bei kleinen seitlichen Dehnungen die Ergebnisse maßgeblich beeinflusst werden. Nach HARTWIG (2000) ist die Zuverlässigkeit der Ergebnisse der Feldversuche stark vom Spannungs-Verformungsverhalten der untersuchten Böden abhängig, aber auch die Festigkeit, etc. beeinflussen die Ergebnisse, so dass diese nur schwer interpretierbar sind. Dies gilt besonders für stark überkonsolidierte Böden mit hohen Steifigkeiten.

Auf eine detaillierte Beschreibung der Feldversuche zur Ermittlung von  $K_0$  wird verzichtet und auf MADER (1989) oder HARTWIG (2000) verwiesen.

#### 3.3.3 Ermittlung durch indirekte Verfahren im Labor

In diesem Kapitel werden indirekte Verfahren zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes  $K_0$  angeführt. Das Verfahren von SKEMPTON (1961) basiert darauf, dass bei der Entnahme von bindigen Proben ein negativer Porenwasserdruck, der Kapillardruck  $p_k$ , entsteht, der die Probe zusammenhält. Das Verfahren erfordert nur konventionelle Laborversuche, der Versuchsablauf ist allerdings sehr komplex und aufwändig.

Für Details wird auf SKEMPTON (1961) oder auf KAHL (1991) verwiesen, der ein Flussdiagramm des Konzeptes von Skempton erstellt hat.

WROTH (1975) hat aber gezeigt, dass der Kapillardruck, der gleich der mittleren Normalspannung im Boden gesetzt wird, durch die Entnahme und den Probeneinbau drastisch reduziert wird. MADER (1989) hat das Verfahren versucht anzuwenden. Seine Ergebnisse bezeichnete er als unbefriedigend und es ist zweifelhaft, ob die bei dieser Methode zugrunde gelegten Annahmen hinreichend genau zutreffen.

Weitere indirekte Bestimmungsverfahren haben zum Beispiel FEESER (1986) oder MADER (1989) zusammengestellt.

### 3.3.4 Ermittlung durch direkte Verfahren im Labor

Die Ermittlung des Erdruhedruckbeiwertes  $K_0$  an ungestörten Proben im Labor mit direkten Verfahren erfolgt meist an modifizierten Oedometer- oder in  $K_0$ -Triaxialgeräten.

Ziel aller Versuche ist es, bei einer Änderung der Vertikalspannung  $\sigma'_v$  den Seitendruck  $\sigma'_h$  so zu steuern und/oder zu messen, dass sich der Durchmesser der zylindrischen Probe nicht ändert. Die Messung oder Steuerung der Horizontalspannungen ist dabei oft mit Schwierigkeiten verbunden. Meist sind dazu zunächst kleinste horizontale Verformungen erforderlich, die gemessen und anschließend durch Anpassung der Horizontalspannung wieder rückgängig gemacht werden müssen.

Bei den Oedometerversuchen werden für die Messung der Horizontalspannungen modifizierte Probenringe verwendet. Eine kleine Auswahl wird nachfolgend vorgestellt.

BROOKER & IRELAND (1965) bauten die Probe in einen dünnen, verformbaren Probenring ein, der mit Dehnmessstreifen beklebt ist. Der Ring wird durch eine mit Öl gefüllte Druckzelle umgeben. Infolge der Vertikalverformung der Probe werden geringste Verformungen über die Dehnmessstreifen gemessen, die durch Erhöhung des Öldruckes wieder kompensiert werden. Es wird angenommen, dass der erforderliche Öldruck für die Ruhedruckbedingung  $\varepsilon_h = 0$  den Horizontalspannungen in der Probe entspricht.

FEESER (1986) stellt einen Hochdruckoedometer mit einer hydraulisch-pneumatischen Druckeinrichtung für Druckkräfte bis 185 kN vor. Die Dehnungen im Probenring werden durch drei im Winkel von  $120^\circ$  angeordneten Dehnmessstreifen gemessen. Durch numerische Berechnungen hat FEESER den dreidimensionalen Spannungszustand vertikal belasteter Proben ermittelt und einen Auswertalgorithmus erstellt, mit dem der Seitendruckbeiwert  $K_0$  direkt aus den Ringdehnungen ermittelt werden kann.

Nach HARTWIG (2000) haben auch CALHOUN & TRIANTAFILIDIS (1969) und SOM (1970) aus den Ergebnissen von Dehnmessstreifen direkt auf die Horizontalspannungen in der Probe geschlossen.

SHERIF & ISHIBASHI (1981) berichten vom so genannten "Stress Meter". Er besteht aus einem halbkreisförmigen Probenbehälter, der auf der offenen Seite durch einen in horizontaler Richtung beweglichen Stahlwinkel mit Kraftmessring geschlossen ist. Mit einer Nachstellschraube werden die durch die Vertikalverformungen resultierenden Horizontalverformungen zu Null gehalten und die erforderliche Kraft gemessen.

Bei entsprechenden Triaxialversuchen kommen unterschiedliche Verfahren zur Anwendung. Der Vorteil gegenüber Oedometerversuchen liegt unter anderem darin, dass die Probe horizontal durch

den Zelldruck gehalten wird und keine Schubspannungen zwischen Probe und Stützung auftreten können.

Die einzelnen Verfahren unterscheiden sich dabei maßgeblich in der Art der Lastaufbringung und in der Messung des Probendurchmessers.

Bei der Lastaufbringung wird unterschieden nach

- CRS-Versuchen (Constant Rate of Strain) - Versuch mit konstanter Vorschubrate oder
- CRL-Versuchen (Constant Rate of Loading) - Versuch mit konstanter Spannungsrate

Für die Messung bzw. die Bestimmung der Horizontalverformung der Proben stehen unterschiedliche Methoden zur Verfügung.

Bei der von BISHOP (1958) beschriebenen Methode wird das ausgepresste Porenwasservolumen während der Vertikalbelastung der Probe gemessen. Es treten keine Horizontalverformungen auf, wenn das ausgepresste Porenwasservolumen dem Produkt aus vertikaler Verformung und Probendurchmesser entspricht. Für die Einhaltung dieser Bedingung sind während des Versuches die Inkremente der Vertikalspannung und des Zelldruckes anzupassen. Voraussetzung ist die vollständige Sättigung der Probe. MADER (1989) hat noch weitere Fehlerquellen zusammengestellt und zeigt, dass das Verfahren nur bedingt geeignet ist.

OKOCHI & TATSUOKA (1984) berichten von einem Verfahren, bei dem die Probe von zwei Zellen umgeben ist. In Abhängigkeit vom verwendeten Belastungsstempel gibt es verschiedene Möglichkeiten für die Bestimmung des Seitendruckbeiwertes. Bei der Verwendung eines Belastungsstempels, der innerhalb der Zelle den gleichen Durchmesser wie die Probe besitzt, wird davon ausgegangen, dass bei konstantem Zellvolumen keine Horizontalverformung der Probe auftritt. Außerdem wird durch die äußere Zelle, in der der gleiche Zelldruck wie in der inneren Zelle wirkt, sichergestellt, dass das Zellvolumen in der inneren Zelle nicht durch eine Verformung der Zellwandung geändert wird. Vorteil dieses Verfahrens ist, dass die horizontalen und vertikalen Spannungen direkt gemessen werden können. Bei der Untersuchung von Proben mit großem Durchmesser (z.B. bei  $D = 10 \text{ cm}$ ) sollten herkömmliche Belastungsstempel verwendet werden, da sonst die Reibung und die Dichtung zwischen Stempel und Außenzelle erhebliche Probleme verursachen. Allerdings muss dann das veränderliche Zellvolumen entsprechend dem Produkt aus vertikaler Probenverformung und Probenquerschnittsfläche abzüglich Stempelfläche berücksichtigt werden, da durch eine Stempelschiebung auch das Zellvolumen verändert wird.

Nach JÄNKE et al. (1955) muss bei diesem Verfahren grundsätzlich vermieden werden, dass sich Luftblasen innerhalb der Zelle, der Rohrleitungen und der Messgebern befinden, weil Luft bei wechselndem Druck starke Volumenänderungen erfährt und somit die Ergebnisse maßgeblich verfälscht werden können.

Der Probendurchmesser kann auch durch direkt an der Probe anliegende punktuelle Verformungsmessgeber oder berührungslos zum Beispiel mit Lasertechnik bestimmt werden.

Bei der punktuellen Messmethode wird die Annahme getroffen, dass der Messquerschnitt repräsentativ für die Gesamtprobe ist und sich die Probe homogen in der Höhe verformt.

Dazu kommen häufig Messbügel zur Anwendung, die entweder über ein Gelenk (Bild 3.9) oder parallel zu den beiden Messpunkten verschieblich sind (z.B. MENZIES, 1976; HORNIG, 2002; SOUMAYA, 2005).

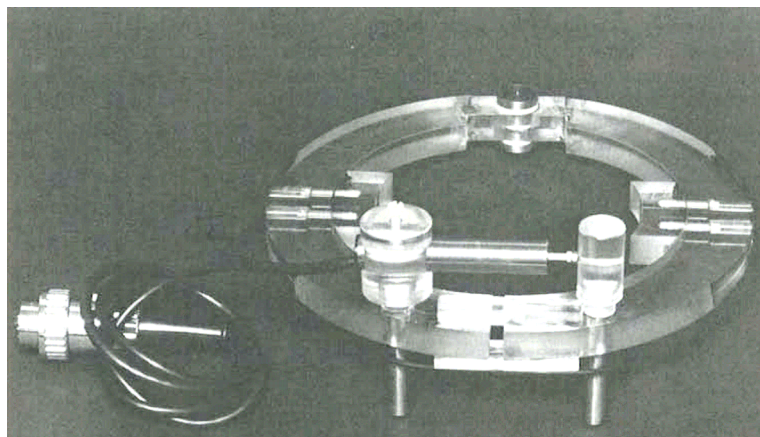


Bild 3.9: Beispiel Radialmessbügel (MENZIES,1976)

Ein berührungsloses Messverfahren mit drei Lasern hat MESSERKLINGER (2006) in ihrer Arbeit vorgestellt. Die Laser sind im Winkel von  $120^\circ$  zueinander horizontal auf einer Platte angebracht, die vertikal verschieblich ist, so dass die Oberfläche der Probe berührungsfrei über die gesamte Probenhöhe gescannt werden kann. Der Vorteil gegenüber den punktuellen Messmethoden ist, dass auch inhomogene Proben verwendet werden können, zum Beispiel untersuchte MESSERKLINGER Proben, die geschichtet aus einer Abfolge von Ton- und Siltschichten bestehen. Die Instrumentierung des Messsystems inkl. der erforderlichen Kalibrierung ist dabei sehr aufwändig. Einflüsse der Zellflüssigkeit, der Gummihülle etc. müssen berücksichtigt werden. Wie MESSERKLINGER zeigt, ist das Messsystem zur Bestimmung der radialen Probenverformung geeignet. Allerdings besteht das Problem bei  $K_0$ -Versuchen, dass ein Steuerungsalgorithmus für die Anpassung der Horizontalspannung erforderlich ist, der die Vielzahl an Messwerten aus dem Laserscan berücksichtigt.

#### 4 Allgemeine Geologische Verhältnisse in München

In Bild 4.1 sind die Baugrundverhältnisse für München schematisch dargestellt. Westlich und östlich der Isar stehen unter meist geringmächtigen Decklagen als Teil der Münchener Schotterebene eiszeitliche und nacheiszeitliche Quartärschotter an.

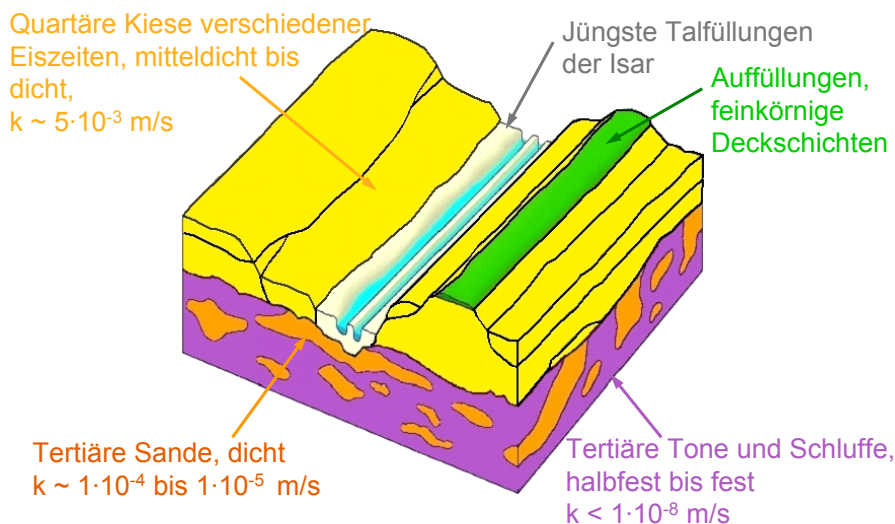


Bild 4.1: W-O-Schnitt durch den Baugrund Münchens (PELZ et al., 2009)

Unter dem Quartär folgen bis in große Tiefe die früher abgelagerten Bodenschichten des Tertiärs, die zur ungefalteten Oberen Süßwassermolasse gehören. Die Tertiärablagerungen sind durch etwa horizontal verlaufende lebhaftere Wechsellagerungen von Ton-, Schluff-, Sand- und selten auch Kiesschichten gekennzeichnet.

Allgemeine Angaben zu Bodenkennwerten der Münchener Böden wurden von v. SOOS (1966) bereits umfassend dargestellt. Die Schichten des Münchener Tertiärs sind sehr dicht gelagert bzw. besitzen eine halbfeste bis feste Konsistenz, teilweise sind die Böden zudem noch verkittet oder vermergelt und weisen dann ungewöhnlich hohe Trockendichten auf. Die aus Setzungsbeobachtungen rückgerechneten Steifemoduln sind sehr hoch, hingegen sind infolge von Bröckelstrukturen und Harnischflächen teilweise sehr geringe einaxiale Druckfestigkeiten zu erwarten. Obwohl v. Soos (1966) beschrieben hat, dass diese Eigenschaften Hinweise auf eine Überkonsolidation der tertiären Schichten sind, fand dies bisher keinen Eingang in die in München üblicherweise für FE-Berechnungen verwendeten Stoffmodelle.

Aus der Gesteinsdichte des Tertiärs sowie geologisch-topographischen Beobachtungen konnte BAUMANN (1990 und 1995) ableiten, dass die ehemalige Tertiäroberfläche deutlich über der heutigen Geländeoberkante lag. Große Teile der abgelagerten Tertiärsedimente wurden durch die Schmelzwässer nach den Eiszeiten wieder abgetragen. Erst anschließend sind die bis zu 1 Million Jahre alten Terrassenschotter des Quartärs entstanden. Dazwischen liegen wahrscheinlich mehrere Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgänge. Nur ein Zwischenzustand ist tatsächlich gesichert nachweisbar und wird durch die Grenze Quartär / Tertiär angezeigt.



Auch im Gelände lassen sich nach v. Soos (1975) Anzeichen für eine Überkonsolidation finden, wie zum Beispiel der im Westen Münchens über die Schotter herausragende tertiäre Hügel der Aubinger Lohe. Unter der Annahme, dass die markanten Tertiärüberlagerungen wie die Aubinger Lohe, der Domberg in Freising oder der Taubenberg bei Oberwarngau Überbleibsel der ehemaligen Überlagerung sind und während der allgemeinen Abtragung aufgrund ihrer Festigkeit aus ihrer weicheren Umgebung herauspräpariert wurden, kann auch auf die ehemalige Überlagerungshöhe geschlossen werden. Verbindet man den Domberg in Freising, der bis ca. 475 müNN reicht, mit dem Taubenberg bei Oberwarngau mit 896 müNN, kann durch Interpolation auf die vorgeschichtliche Höhe von München geschlossen werden (siehe Bild 4.2).

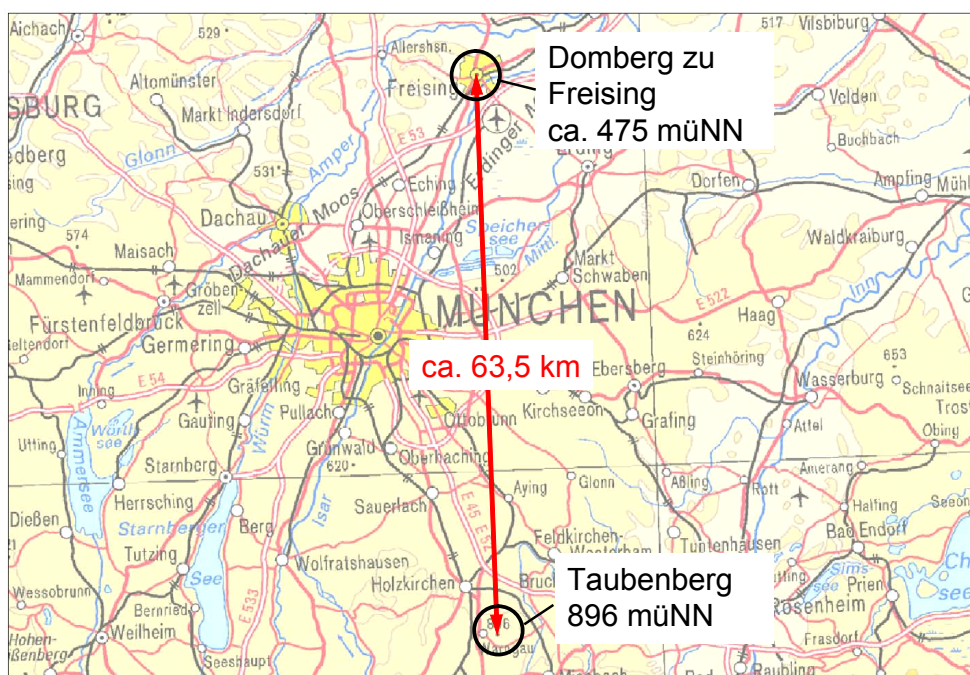


Bild 4.2: Übersichtskarte zur Lage des Dombergs zu Freising und des Taubenergs bei Warngau

Die Entfernung zwischen Domberg in Freising und Taubenberg beträgt ca. 63,5 km und zwischen Domberg in Freising und München Zentrum ca. 31 km. Daraus ergibt sich eine ungefähre vorzeitliche Höhe von München von rund 680 müNN, was einer früheren zusätzlichen Überlagerung in München bei einer heutigen Höhe von 530 müNN von ca. 150 m entspricht.

## 5 Parameterbestimmung am Beispiel des Münchener Tertiärs

### 5.1 Allgemeines

Zur Mobilisierung des Erdwiderstandes bei Baugrubenwänden muss der Ausgangsspannungszustand bekannt sein. In der vorliegenden Arbeit werden die Ausgangsspannungen unter Annahme folgender Theorie ermittelt:

Unter Vernachlässigung etwaiger Störungen im Boden infolge der Herstellung der Verbauwand wird angenommen, dass nach erfolgtem Baugrubenaushub die Horizontalspannungen im Boden maximal soweit reduziert werden, wie sie sich nach den Ansätzen des Seitendruckbeiwertes für überkonsolidierte Böden ergeben würden.

Dazu werden Untersuchungen an bindigen Böden des Münchener Tertiärs durchgeführt. Da bereits vor Baugrubenaushub im Münchener Baugrund überkonsolidierte Verhältnisse erwartet werden (vgl. Abschnitt 4), müssen zusätzlich Untersuchungen zur Ermittlung einer geologischen Vorbelastung durchgeführt werden.

Anschließend wird untersucht, welche Verformungen erforderlich sind, bis die ursprünglich ab Geländeoberkante wirkenden Horizontalspannungen wieder mobilisiert werden. Dazu wurde ein spezieller Einsatz für ein Triaxialgerät entwickelt, mit dem die maßgebenden Spannungspfade während des Baugrubenaushubs und nach erfolgter Verbauwandverformung simuliert werden können. Zudem wurden quaderförmige Proben verwendet, um einen ebenen Verformungsstand abbilden zu können. Nachfolgend wird dieser Versuch als Biaxialversuch bezeichnet und in Abschnitt 5.5 behandelt.

Im Abschnitt 7 werden diese Vorgänge numerisch simuliert. Dazu sind noch weitere Eingangsparameter erforderlich. Dazu zählt besonders die spannungsabhängige Steifigkeit des Bodens. Die entsprechenden Ergebnisse der Kompressions-, Triaxial- und Feldversuche sind in Abschnitt 5.4 dargestellt.

Für die Ermittlung wurden folgende Versuche durchgeführt:

- Kompressionsversuche zur Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung  $\sigma'_{v,max}$
- $K_0$ -Triaxialversuche zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes  $K_0$  in Abhängigkeit von OCR
- Kompressions-, Triaxial- und Feldversuche zur Bestimmung der spannungsabhängigen Steifigkeit
- Biaxialversuche zur Abbildung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens im Widerlagerbereich während des Baugrubenaushubs

### 5.2 Versuche zur Ermittlung der maximalen geologischen Vorbelastung

#### 5.2.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm

Nachfolgend wird das Verfahren von MURAYAMA & SHIBATA (1958) angewendet (vgl. Abschnitt 3.2.6). Die Versuche werden an natürlichen, ungestörten Proben im Kompressionsapparat für den

eindimensionalen Kompressionsversuch (Oedometerversuch) nach DIN 18135:1999 (Entwurf) durchgeführt. Es wird das Zeit-Zusammendrückungsverhalten während der Sekundärsetzung nach Abschluss der Primärsetzung je Laststufe beobachtet und der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  bestimmt.

Nach MURAYAMA & SHIBATA ist bei Erstbelastungen ( $OCR = 1$ ) der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  unabhängig von der Konsolidationsspannung. Bei Wiederbelastungen sinkt er mit steigendem OCR. Wird der Kriechbeiwert  $C_\alpha$  für jede Laststufe mit der dazugehörigen Vertikalspannung in einem  $\sigma$ - $C_\alpha$ -Diagramm angetragen, erhält man die höchste ehemalige Vertikalspannung  $\sigma'_{vm}$  am Knick (vgl. Bild 3.8 in Abschnitt 3.2).

Es wurden 16 Versuche zur Ermittlung des Überkonsolidierungsverhältnisses unter Nutzung des Kriechbeiwertes durchgeführt. Bei zwei Proben wurden jeweils zwei Probekörper ausgeschnitten, so dass ein Wiederholungsversuch durchgeführt werden konnte. Damit sollte festgestellt werden, ob die Versuchsergebnisse reproduzierbar sind. Wie zu erwarten, erhält man bei Wiederholungsversuchen an natürlichen Bodenproben nicht immer das identische Ergebnis. Hierbei spielen viele Faktoren, auch probenherstellungsbedingte, eine Rolle. Jedoch liegt die Streuung bei einer ermittelten Abweichung von maximal  $300 \text{ kN/m}^2$  (entspricht ca. 12,5 % Abweichung) von der maximalen Überlagerungsspannung im hinnehmbaren Bereich, so dass die Versuchsart für die Fragestellung reproduzierbare Ergebnisse liefert.

In Tabelle 5.1 sind die Maximal-, Minimal- und Mittelwerte von klassifizierenden Laborversuchsergebnissen der untersuchten Proben zusammenfassend dargestellt.

Bei den untersuchten Bodenproben handelt es sich überwiegend um mittelplastische bis ausgeprägt plastische sowie in geringem Umfang um leichtplastische Tone oder Schluffe. Die Proben wiesen halbfeste bis feste Konsistenz auf, die aus Tiefen zwischen 19,5 m und 36,0 m unter GOK entnommen wurden.

Versuchsnummer	Wassergehalt $w_{<0,4 \text{ mm}}$	Fließgrenze $w_L$	Plastizitätszahl $I_P$	Konsistenzzahl $I_C$	Kalkgehalt $V_{Ca}$
	[%]	[%]	[%]	[-]	[%]
Anzahl	14	14	14	14	10
Maximum	21,1	62,9	39,0	1,6	47,0
Mittelwert	15,7	47,3	24,1	1,3	10,1
Minimum	12,0	30,9	3,5	1,1	0,6

Tabelle 5.1: Maximal-, Minimal- und Mittelwerte von klassifizierenden Laborversuchsergebnissen

### 5.2.2 Versuchsergebnisse

Zusammenfassend sind die Ergebnisse von allen durchgeführten Versuchen zur Ermittlung der ehemaligen Überlagerungsspannung in Bild 5.1 grafisch und in Tabelle 5.2 tabellarisch dargestellt. Dabei sind in Abhängigkeit von der in-situ-Spannung  $\sigma'_v$  die ehemalige Überlagerungsspannung  $\sigma'_ü = \sigma'_{vm} - \sigma'_v$  und die ehemalige Höhe über der aktuellen Geländeoberfläche (GOK) angetragen. Entsprechend dieser Laborergebnisse lag die maximale Geländeoberfläche wohl etwa 130 m basierend auf dem Mittelwert über der jetzigen GOK (für  $\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$  des ehemaligen überlagernden Bodens und einem Grundwasserspiegel bis zur GOK).

Versuchsnummer	Entnahmetiefe unter Ansatzkote	$\sigma'_v$	$\sigma'_{\bar{u}} = \sigma'_{vm} - \sigma'_v$	OCR	Ehemalige Überlagerungshöhe über heutiger GOK
	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[m]
Anzahl	16	16	16	16	16
Maximum	35,8	478	2108	8,2	228
Mittelwert	28,9	390	1553	5,1	136
Minimum	19,5	251	858	3,5	71
Standardabweichung	-	67	282	1,1	34

Tabelle 5.2: Maximal-, Minimal- und Mittelwerte der Versuchsergebnisse

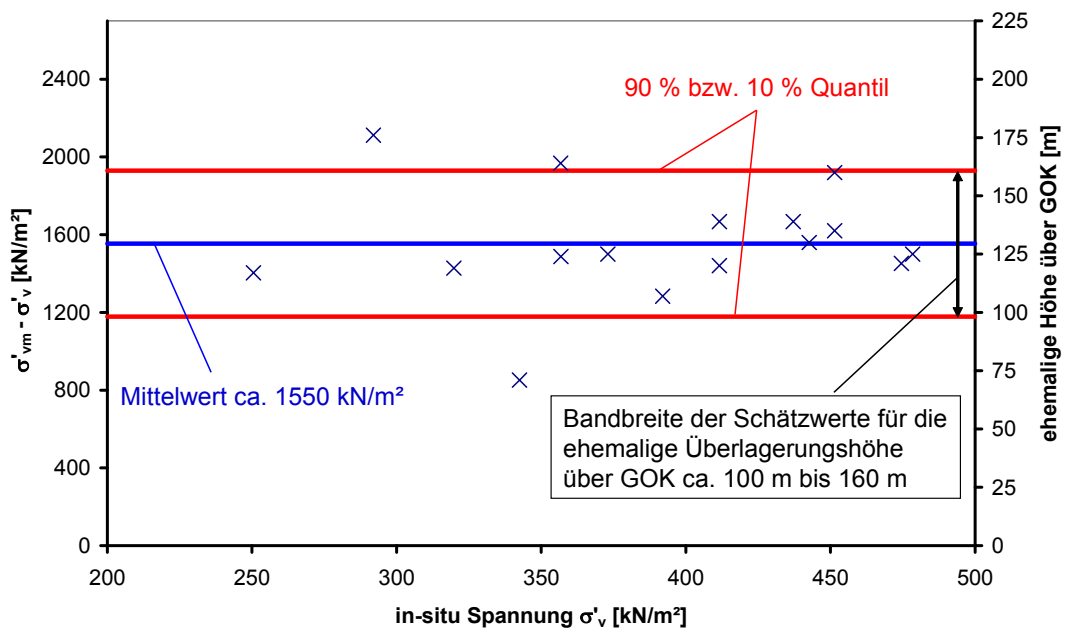


Bild 5.1: Ermittlung der ehemaligen Überlagerungsspannung (16 Laborversuche)

Aus dem Mittelwert der ehemaligen Überlagerungsspannung  $\sigma'_{\bar{u}}$  kann nun in Abhängigkeit von der derzeit wirkenden effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v$  das mittlere Überkonsolidierungsverhältnis OCR mit folgender Formel für Böden im Münchener Tertiär beschrieben werden.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_{\bar{u}}}{\sigma'_v} + 1 = \frac{1550 \text{ kN/m}^2}{\sigma'_v} + 1 \quad (5.1)$$

mittleres  
Überkonsolidierungsverhältnis  
im Münchener Tertiär

mit  $\sigma'_v$  : derzeit wirkende effektive Vertikalspannung  
 $\sigma'_{vm}$  : maximale effektive Vertikalspannung  
 $\sigma'_{\bar{u}}$  : ehemalige Überlagerungsspannung  
 1550 : mit Untersuchungen dieser Arbeit nachgewiesene ehemalige Überlagerungsspannung (Mittelwert)

Aus der Formel wird deutlich, dass das Überkonsolidierungsverhältnis OCR keine Konstante, sondern abhängig von der Tiefenlage ist. Bei überkonsolidierten Böden nimmt OCR mit zunehmender Tiefe ab und strebt gegen 1.

In Bild 5.2 ist die Abhängigkeit des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR von der Tiefe unter GOK für einen Grundwasserstand von 5 m unter GOK grafisch dargestellt.

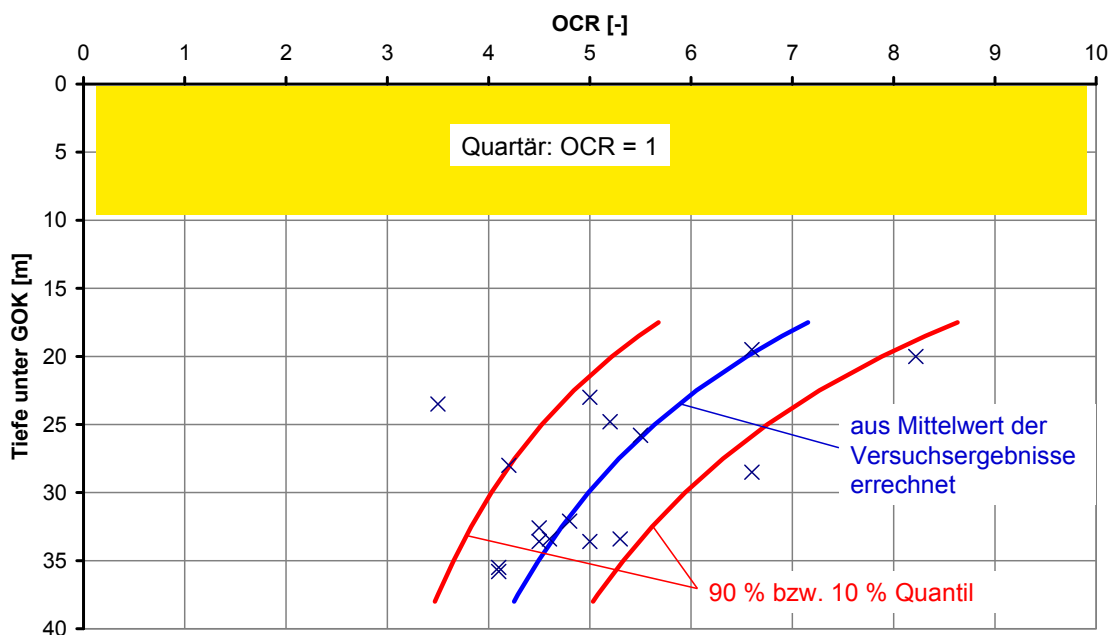


Bild 5.2: OCR in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK (GW: 5m unter GOK und  $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ )

Hiermit lässt sich das tiefenabhängige Überkonsolidierungsverhältnis OCR zur Bestimmung von  $K_{0(oc)}$  ermitteln, welches der maßgebende Parameter auf den Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  überkonsolidierter Böden ist (siehe dazu Abschnitt 5.3).

### 5.3 Versuche zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes $K_{0(oc)}$ überkonsolidierter Böden

#### 5.3.1 Versuchsbeschreibung und Versuchsprogramm

Im Rahmen dieser Arbeit wurden  $K_0$ -Triaxialversuche durchgeführt. Die unterschiedlichen Verfahren sind Abschnitt 3.3 zu entnehmen. Im  $K_0$ -Triaxialversuch wird bei einer Änderung der Vertikalspannung  $\sigma'_v$  der Seitendruck  $\sigma'_h$  so gesteuert, dass sich der Durchmesser der zylindrischen Probe nicht ändert. Entstehende kleinste horizontale Verformungen werden gemessen und anschließend durch Anpassung der Horizontalspannung jeweils unmittelbar wieder kompensiert.

Die Durchmesseränderung wurde durch direkte Messung bestimmt. Dazu wurden zwei Radialwegaufnehmer in den Drittelpunkten der Probenhöhe angebracht und die Messpunkte zueinander um  $90^\circ$  gedreht angeordnet (siehe Bild 5.3). Es wird angenommen, dass der Mittelwert beider Radialwegmessungen repräsentativ für die horizontale Probenverformung ist.

Für die Versuche wurden jeweils ungestörte, gedrungene Proben mit einem Durchmesser und einer Höhe von jeweils ca. 10 cm verwendet. Aufgrund der gedrungenen Form der Proben wurde die Endflächenreibung gemäß DIN 18137 mittels einer Gummimembran auf polierter Metalloberfläche minimiert.

Während des gesamten Versuchsablaufs werden folgende Parameter kontinuierlich aufgezeichnet:

- Vertikalkraft  $F$  im Stempel
- Porenwasserdruck  $u$
- Vertikalverformung  $\Delta h$  aus vertikalem Wegaufnehmer
- Probendurchmesser  $D_{\text{ist}}$  aus Radialwegaufnehmer
- Probendurchmesseränderung Radialaufnehmer 1:  $\Delta D_1 = D_{1,\text{ist}} - D_{1,\text{Basis}}$
- Probendurchmesseränderung Radialaufnehmer 2:  $\Delta D_2 = D_{2,\text{ist}} - D_{2,\text{Basis}}$
- Mittlere Probendurchmesseränderung  $\Delta D_{\text{Mittel}} = (\Delta D_1 + \Delta D_2) / 2$
- Vertikalgeschwindigkeit  $v$
- Totale und effektive Vertikalspannungen  $\sigma_v$  und  $\sigma'_v = \sigma_v - u$
- Totale und effektive Horizontalspannungen  $\sigma_h$  und  $\sigma'_h = \sigma_h - u$
- Seitendruckverhältnis  $\sigma_h / \sigma'_v$

Nach Abschluss des Sättigungsvorganges mit einer effektiven Spannung von  $50 \text{ kN/m}^2$  wird der Basisdurchmesser  $D_{\text{Basis}}$  bestimmt. Beim weiteren Versuch soll dieser Basisdurchmesser möglichst unverändert bleiben. Entsprechend der Messgenauigkeit der radialen Wegaufnehmer erfolgt innerhalb eines sehr kleinen Bereiches von  $-0,0015 \text{ mm} \leq \Delta D_{\text{Mittel}} \leq 0,0015 \text{ mm}$  keine Regelung. Außerhalb dieses Bereiches wird der Zelldruck folgendermaßen angepasst:

- $\Delta D_{\text{Mittel}} > 0,0015 \text{ mm}$ : Zelldruck wird um  $\Delta \sigma_h$  erhöht
- $\Delta D_{\text{Mittel}} < -0,0015 \text{ mm}$ : Zelldruck wird um  $\Delta \sigma_h$  reduziert.

Der Betrag von  $\Delta \sigma_h$  ist abhängig von  $\Delta D_{\text{Mittel}}$ . Je größer der Ist-Durchmesser der Probe vom Basis-Durchmesser abweicht, desto größer wird der Betrag von  $\Delta \sigma_h$  gewählt. Die Steuerung wurde so programmiert, dass eine nachfolgende Regelung erst nach einer gewissen "Wartezeit" erfolgt, damit die Probe ausreichend Zeit hat, sich wieder radial in den Ausgangszustand "zurückzuverformen".

Die vertikale, dränirte Be- bzw. Entlastung der Probe erfolgt weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von  $v = 0,0004 \text{ mm/min}$  bei einem Backpressure von  $u = 500 \text{ kN/m}^2$ .

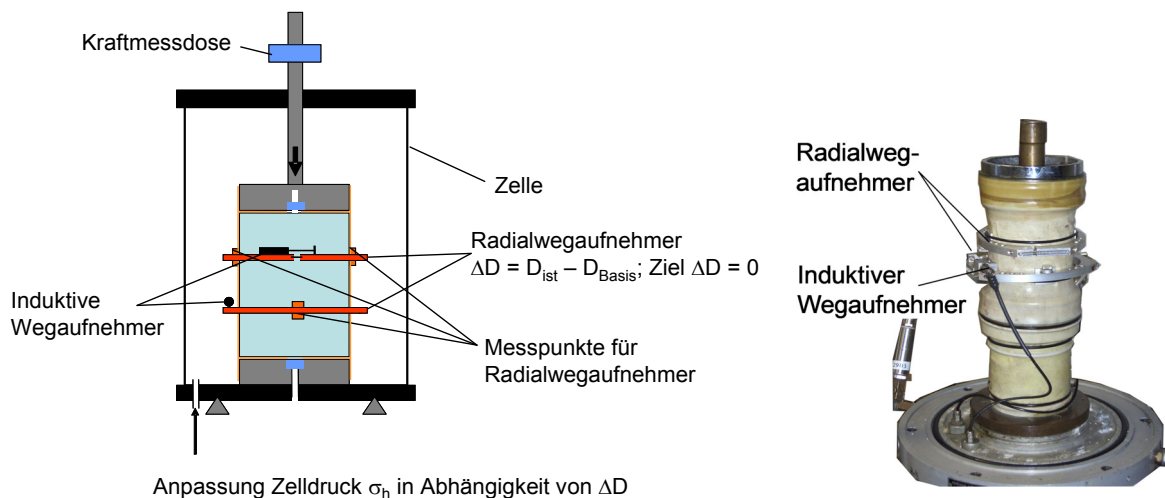


Bild 5.3: Schematischer Versuchsaufbau

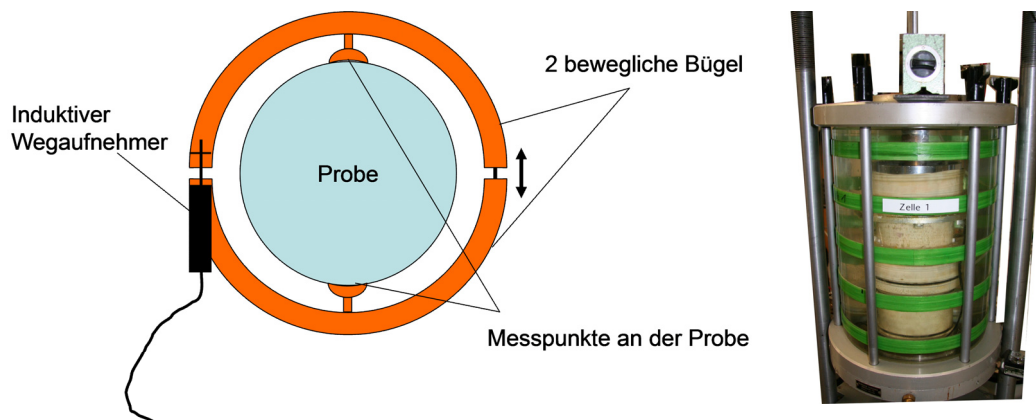


Bild 5.4: Schemabild Radialwegaufnehmer und Probe in Versuchszelle

In Bild 5.5 ist der Verlauf der effektiven Vertikal- und Horizontalspannungen am Beispiel eines  $K_0$ -Triaxialversuches grafisch dargestellt. Der erste Ast des Spannungspfads, ausgehend vom Startpunkt nach Abschluss der Sättigung der Probe unter einem isotropen Spannungszustand bis zum Erreichen der maximalen vertikalen Spannung  $\sigma'_{v,max}$  wird als "Rekonsolidierungsast" bezeichnet. Auch bei größtmöglicher Sorgfalt bei der Probennahme und Einbau der Probe in die Triaxialanlage kann nicht verhindert werden, dass die Probe entspannt und gestört wird, wenngleich eine gewisse Vorspannung erhalten bleibt. Daher handelt es sich weder um einen reinen erst- noch um einen präzise definierten überkonsolidierten Zustand. Nach dem Verlauf des Belastungsastes und der Größenordnung des Seitendruckbeiwertes entspricht der Verlauf der Spannungen bei Rekonsolidierungsbelastung etwa demjenigen, der für einen normalkonsolidierten Boden erwartet wird.

Das Seitendruckverhältnis  $\sigma'_h/\sigma'_v$  bei der maximalen vertikalen Spannung  $\sigma'_{v,max}$  während der Rekonsolidierungsbelastung wird definiert als Seitendruckbeiwert  $K_{0(rc)}$ .

Dabei wird darauf hingewiesen, dass das Verhalten der Probe im Rekonsolidierungsast in Bezug auf ihre Dichte nicht demjenigen einer Erstbelastung durch Sedimentation entspricht. Dies ist auch nicht Ziel des Versuches. Erst nach Abschluss der Rekonsolidierung wird ein Zustand der Probe erreicht, der einer Erstbelastung inklusive etwaiger Alterungsprozesse in situ vor Abtrag der Überlagerung entspricht und von dem aus durch Entlastung und anschließende Wiederbelastung die Probenverhältnisse in-situ aktuell nach Erosion und Neuauftrag von Überlagerungen eingestellt werden können.

Nach der Rekonsolidierung wird die Probe vertikal entlastet. Dieser Spannungspfad wird als "Entlastungsast" bezeichnet. Versuchsbedingt wird die Entlastung entweder bei einem Seitendruckverhältnis von  $\sigma'_h/\sigma'_v = 0,9$  oder bei einem effektiven Zelldruck von  $\sigma'_h = 50 \text{ kN/m}^2$  gestoppt. Das Überkonsolidierungsverhältnis wird dabei in Abhängigkeit von der tatsächlichen Vertikalspannung  $\sigma'_v$  bestimmt zu  $OCR = \sigma'_{v,max} / \sigma'_v$ . Zu jedem Punkt auf dem Entlastungsast kann nun der Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  in Abhängigkeit vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR bestimmt werden. Anschließend erfolgt eine Wiederbelastung bis zur maximalen Vertikalspannung  $\sigma'_{v,max}$  mit anschließender erneuter Entlastung.

### 5.3.2 Versuchsauswertung

Zur Auswertung des Versuches werden die effektiven Spannungspfade in einem  $\sigma'_v$ - $\sigma'_h$ -Diagramm grafisch dargestellt, der Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  ermittelt und die Seitendruckbeiwerte in Abhän-



gigkeit vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR bzw. der effektiven Vertikalspannung sowohl für den Entlastungs- als auch für den Wiederbelastungsast grafisch dargestellt (Beispiel siehe Bild 5.5).

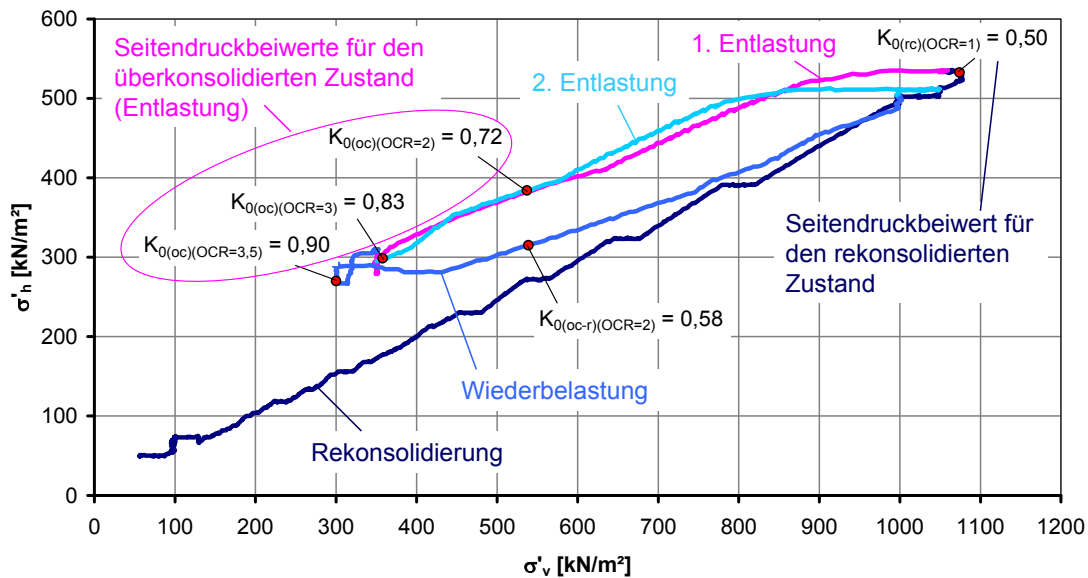


Bild 5.5: Beispiel zum Versuchsergebnis "Bestimmung des Seitendruckbeiwertes im Triaxialgerät"

Analog dazu können die Ergebnisse auch in einem  $\sigma'_v - K_0$ -Diagramm dargestellt werden (vgl. Bild 5.6).

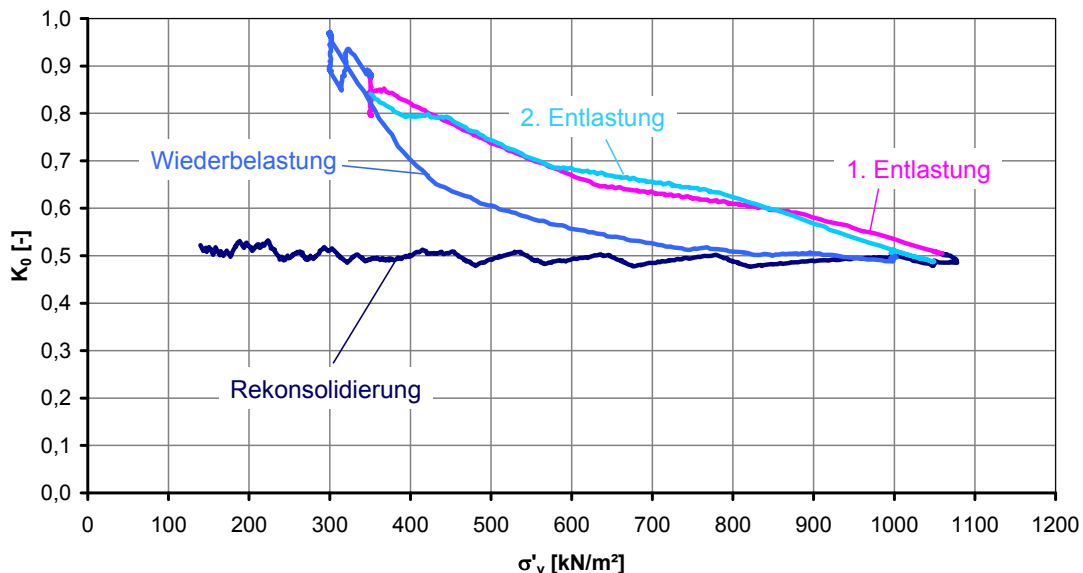


Bild 5.6: Beispiel zum Versuchsergebnis "Bestimmung des Seitendruckbeiwertes im Triaxialgerät"

BJERRUM (1967) hat bei seinen Untersuchungen festgestellt, dass Böden mit diagenetischen Bindungen besonders bei der Entlastung ein anderes Verhalten aufweisen als die gleichen Böden ohne diagenetische Bindungen. Diese Bindungen können zum Beispiel im Lockergestein durch Ausfällung gelöster Mineralien (vor allem Karbonate wie z.B. Kalk) unter hohem Druck nach langen Zeiträumen entstehen, so dass der Boden bereichsweise oder vollständig verfestigt. Bei Böden mit



diagenetischen Bindungen werden bei einer  $K_0$ -Entlastung geringere effektive Horizontalspannungen gemessen als bei Böden ohne diagenetische Bindungen und es sind geringere Verformungen zur Reduzierung horizontaler Spannungen erforderlich.

Bei der Versuchsauswertung wurde deshalb unterschieden, ob die untersuchten Proben Verfestigungen bzw. Kalkkonkretionen aufweisen oder nicht. Diese werden im Münchener Tertiär sehr häufig angetroffen.

In Bild 5.7 ist die Bandbreite der Versuchsergebnisse für die Entlastung getrennt nach Proben mit oder ohne Verfestigungen (bzw. Konkretionen) grafisch dargestellt. Der Seitendruckbeiwert überkonsolidierter Böden mit Verfestigungen ist versuchstechnisch deutlich geringer als bei überkonsolidierten Böden ohne Verfestigungen.

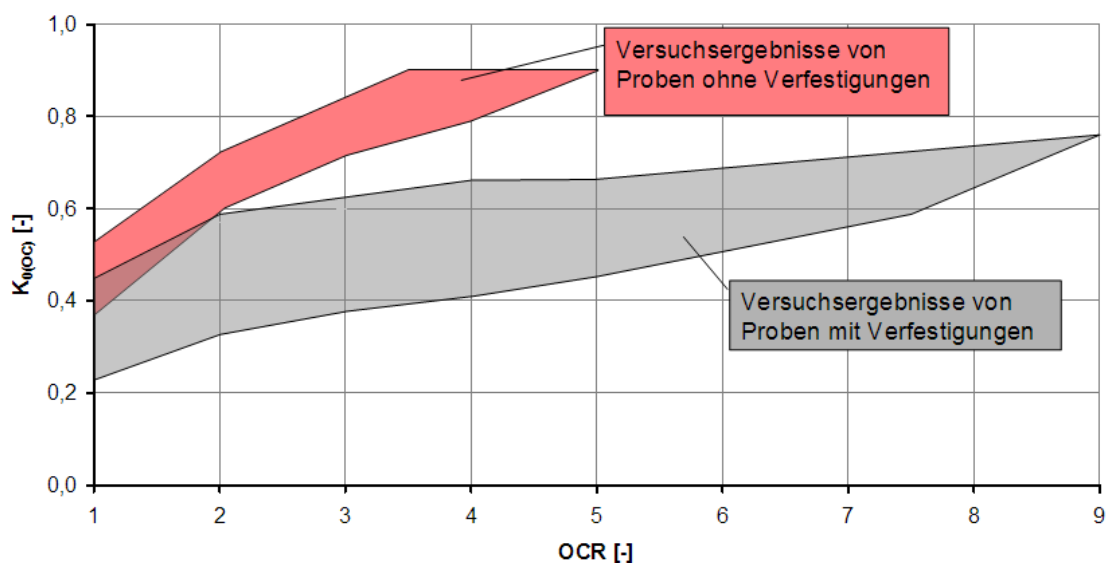


Bild 5.7: Vergleich der Bandbreite der Versuchsergebnisse für die Entlastung von Böden mit und ohne Verfestigungen

### 5.3.3 Versuchsergebnisse

In einem ersten Schritt wurde der Rekonsolidierungsast (entspricht dem normalkonsolidierten Zustand) bei den Versuchsergebnissen betrachtet und mit Ansätzen in der Literatur verglichen. Für die Bestimmung von Seitendruckbeiwerten  $K_{0(nc)}$  für normalkonsolidierte Böden liegen in der Literatur bereits eine Vielzahl von Untersuchungen vor (vgl. Abschnitt 2.1). Häufig wird der effektive Reibungswinkel  $\varphi'$  für die Beschreibung des Seitendruckbeiwertes verwendet, da die meisten Untersuchungen an nichtbindigen Böden durchgeführt wurden (z.B. JAKY (1948):  $K_{0(nc)} = 1 - \sin \varphi'$ ). ALPAN (1967) beschreibt den Seitendruckbeiwert normalkonsolidierter bindiger Böden mit der Plastizitätszahl  $I_p$ .

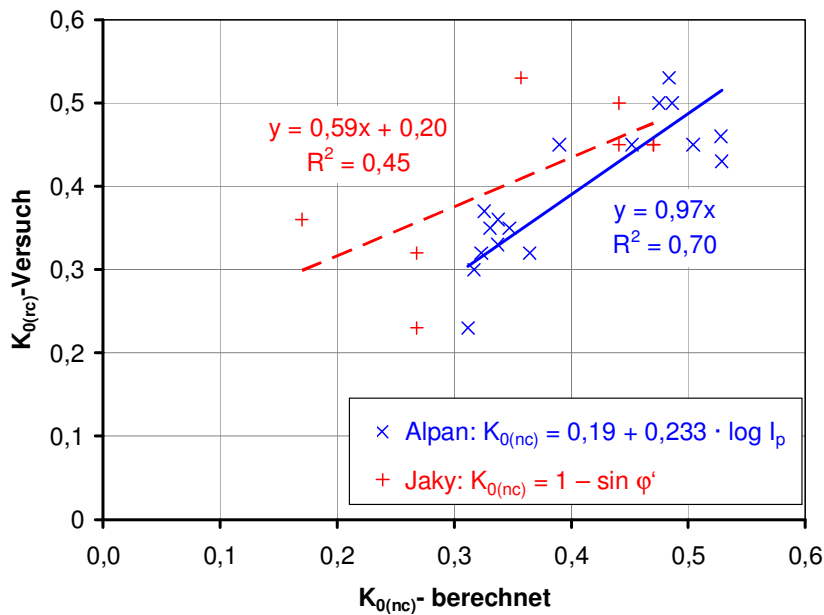


Bild 5.8: Seitendruckbeiwerte  $K_{0(nc)}$  gemäß den Ansätzen nach ALPAN und JAKY gegenüber den Versuchsergebnissen  $K_{0(nc)}$

Gemäß Bild 5.8 ist ersichtlich, dass die eigenen Versuchsergebnisse besser mit der Plastizitätszahl  $I_p$  als mit dem effektiven Reibungswinkel  $\varphi'$  beschrieben werden können.

Einen sehr guten Zusammenhang zwischen den Versuchsergebnissen und der auf ALPAN (1967) zurückgehenden Formel  $K_{0(nc)} = 0,19 + 0,233 \cdot \log I_p$  belegt die lineare Regressionsgleichung  $y = 0,97 \cdot x$  bei einem Korrelationskoeffizienten von  $R = 0,84$ . Bei dem auf JAKY zurückgehenden Ansatz liegt der Korrelationskoeffizient  $R$  für die lineare Regressionsgleichung deutlich geringer ( $R = 0,67$ ). Durch Anpassung des Achsenabschnittes in der Formel von ALPAN von  $b = 0,19$  auf  $b = 0,18$  könnte eine Regressionsgerade von  $y = x$  bei gleichem Korrelationskoeffizienten  $R$  erzielt werden. Zugunsten einer einheitlichen Formel für die Bestimmung des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(nc)}$ , die allgemein für bindige, normalkonsolidierte Böden gilt, wird nachfolgend auf die geringfügige Anpassung verzichtet.

In einem weiteren Schritt wurde bei den Versuchsergebnissen die Entlastung und Wiederbelastung betrachtet. Basierend auf (2.8) konnten die Ergebnisse in nachfolgender Formel zusammengefasst werden. In einer Modifikation gegenüber dem Ansatz von ALPAN gelang es dabei, folgende Aspekte ergänzend mit zu berücksichtigen:

- Unterscheidung von Proben mit / ohne Verfestigungen
- Unterscheidung zwischen Ent- und Wiederbelastung

Die Formel ist sowohl für die Erstbelastung und die Entlastung als auch für die Wiederbelastung gültig. Dennoch teilt sie sich in drei Äste, denn bei Erstbelastung ist  $OCR = 1$ , bei Entlastung ist  $OCR = OCR_{max} > 1$  und bei Wiederbelastung ist  $OCR_{max} > OCR > 1$ .

$$K_0 = a \cdot (0,19 + 0,233 \cdot \log I_p) \cdot \left( \frac{OCR^{1+\lambda} - OCR}{OCR_{max}} + 1 \right) \quad (5.2)$$

mit  $\lambda = \frac{10^{-I_p}}{1,85}$  und  $I_p$  [%] (verwendete Konstante nach ALPAN)

$a = 1,00$  für Proben ohne Verfestigungen (oder Konkretionen)

$a = 0,65$  für Proben mit Verfestigungen (oder Konkretionen)

$$OCR = \frac{\max \sigma'_v}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_v + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_v}$$

$$OCR_{\max} = \frac{\max \sigma'_v}{\min \sigma'_v}$$

Beispielhaft ist der Verlauf der Horizontalspannungen mit obigem Ansatz im Vergleich zum Ergebnis eines  $K_0$ -Triaxialversuchs in Bild 5.9 und Bild 5.10 grafisch dargestellt.

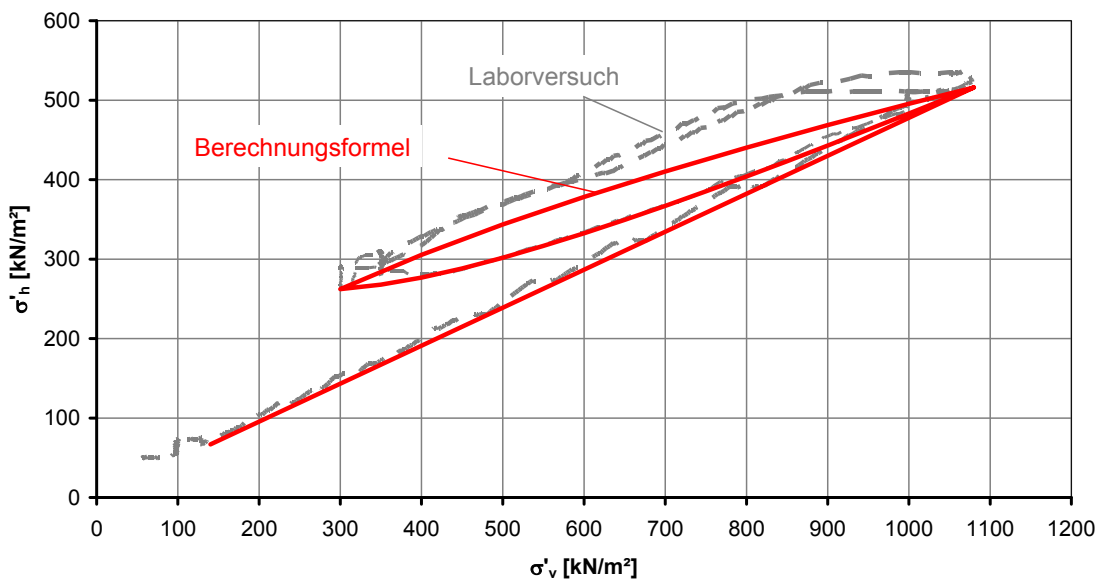


Bild 5.9: Vergleich Spannungsverlauf zwischen Laborversuch und Berechnung im  $\sigma'_v$ - $\sigma'_h$ -Diagramm

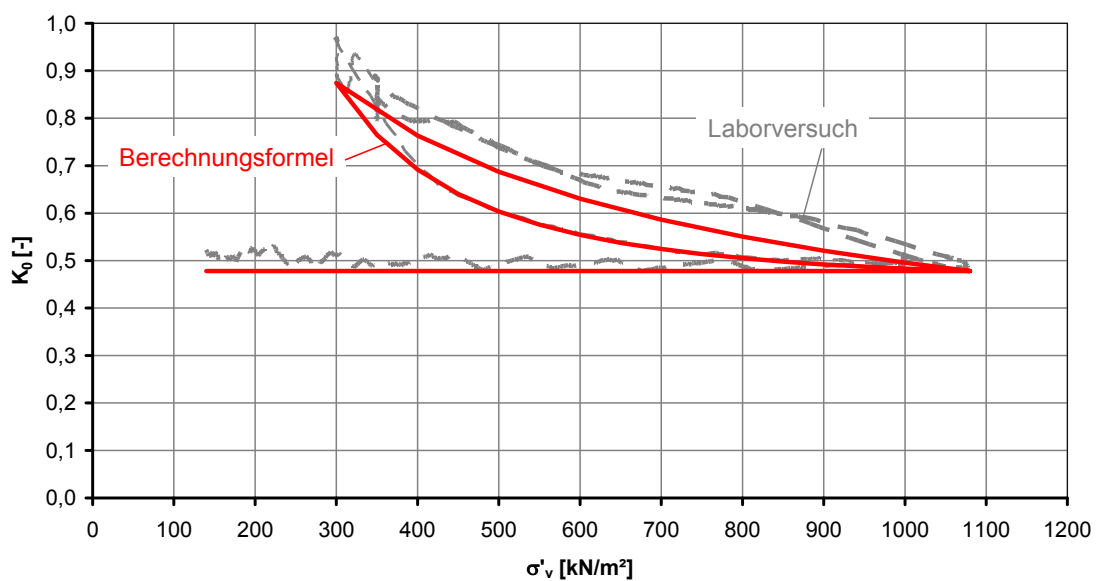


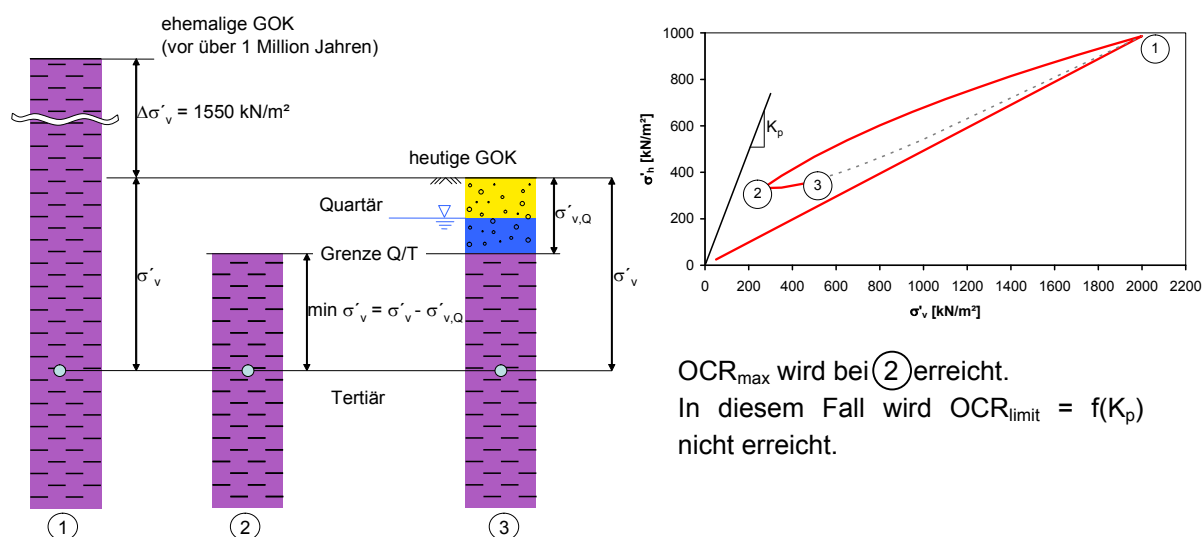
Bild 5.10: Vergleich Spannungsverlauf zwischen Laborversuch und Berechnung im  $\sigma'_v$ - $K_0$ -Diagramm

Der Seitendruckbeiwert  $K_0$  wird durch den passiven Erddruckbeiwert begrenzt ( $K_0 \leq K_p$ ). Für OCR-Werte größer

$$OCR_{limit} = \left( \frac{K_p}{K_{o(nc)}} \right)^{\frac{1}{\lambda}} \text{ mit } K_p = \text{Koeffizient des passiven Erddruckes} \quad (5.3)$$

wird die Grenzbedingung erreicht (Bruch).

Um den Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc-r)}$  im Wiederbelastungsast bestimmen zu können, muss das maximale Überkonsolidationsverhältnis  $OCR_{max}$  bekannt sein (am Umkehrpunkt 2 in Bild 5.11, rechts). Dieses kann nicht durch Versuche bestimmt werden, sondern es ist die Kenntnis der Belastungsgeschichte des Bodens erforderlich. Für den Raum München kann die minimale Vertikalspannung  $\min \sigma'_v$  unter der Annahme bestimmt werden, dass der ehemalige überlagerte Boden des Tertiärs bis zur heutigen Grenze Quartär / Tertiär abgetragen wurde. Aus dem Verhältnis der maximalen Vertikalspannung  $\max \sigma'_v (= \sigma'_v + \Delta\sigma'_v - \text{vgl. Abschnitt 5.2})$  zur minimalen Vertikalspannung  $\min \sigma'_v$  wird  $OCR_{max}$  ermittelt. Im Entlastungsast (Pfad 1-2 in Bild 5.11, rechts) ist dagegen  $OCR_{max}$  keine Konstante und es gilt  $OCR_{max} = OCR$ .



$OCR_{max}$  wird bei ② erreicht.  
 In diesem Fall wird  $OCR_{limit} = f(K_p)$   
 nicht erreicht.

Bild 5.11: Übersicht Spannungsverhältnisse zu unterschiedlichen geologischen Zeitpunkten

Mit diesem Ansatz, der Kenntnis der Schichtgrenze Quartär / Tertiär und der Plastizitätszahl  $I_p$  kann der Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  für das bindige Münchener Tertiär bestimmt werden. Geht man von einer Bandbreite der Plastizitätszahl  $I_p$  von 7 % bis 45 % aus, ergeben sich die in Bild 5.12 dargestellten Seitendruckbeiwerte  $K_0$  in Abhängigkeit von der derzeitigen Tiefe unter GOK getrennt für Böden ohne und mit Verfestigungen.

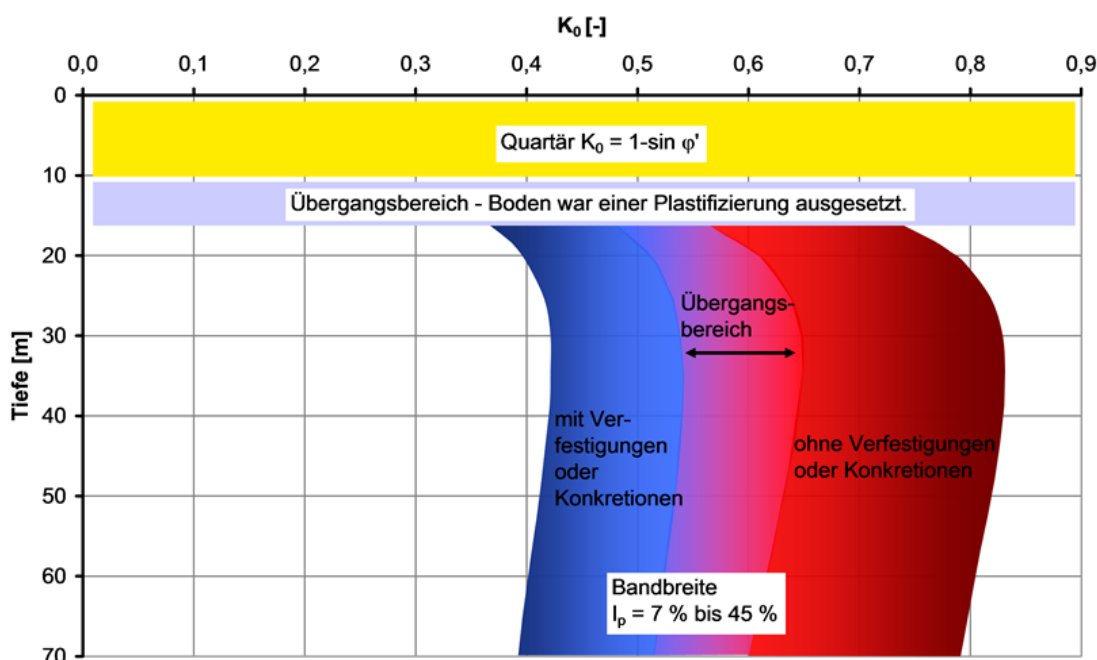


Bild 5.12: Seitendruckbeiwert  $K_0$  in München in Abhängigkeit von der Tiefe unter GOK unter Berücksichtigung des vorhandenen Überkonsolidierungsverhältnisses (Annahme: Grenze Quartär / Tertiär 10 m unter GOK, Grundwasser 5 m unter GOK)

Direkt unterhalb der Grenze Quartär / Tertiär werden keine Seitendruckbeiwerte angegeben. In diesem Bereich hat der Boden die Grenze des passiven Erddruckes nach Abtrag der ehemaligen Überlagerung bis zur heutigen Tertiärgrenze erreicht (siehe Phase 2 - Bild 5.11). Durch diese Plastifizierung des Bodens treten Störungen auf und es kann zur Harnischbildung kommen. Die Böden mit Harnischflächen werden auch als Bröckeltone bezeichnet. Ihr Vorkommen sollte demnach vermehrt im Bereich nahe der Grenze Quartär / Tertiär sein. Allerdings hat sich durch umfangreiche Baugrunduntersuchungen in München bis zu Tiefen von 70 m unter Geländeoberkante gezeigt, dass die Verbreitung von Harnischflächen unregelmäßig in allen Tiefenbereichen des Münchener Tertiärs festzustellen ist.

## 5.4 Versuche zur Bestimmung der spannungsabhängigen Steifigkeiten

### 5.4.1 Versuchsbeschreibung, Versuchsprogramm und Versuchsauswertung

Die Steifigkeit des Bodens wächst mit steigender Spannung und ist bei der Ent- bzw. Wiederbelastung des Bodens bei gleichen Spannungsverhältnissen größer als bei der Erstbelastung. Diese Eigenschaft des Bodens wird in so genannten höherwertigen Stoffmodellen bei Finite-Element-Berechnungen abgebildet. Für das im FE-Programm PLAXIS implementierte Stoffmodell "Hardening-Soil" werden dazu der Referenzmodul für Kompressionsbeanspruchung  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ , für Deviatorbeanspruchung  $E_{50}^{\text{ref}}$  sowie der Referenzmodul für Ent- / Wiederbelastung  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  benötigt. Details zu dem Stoffmodell können Abschnitt 7.1.1 entnommen werden. Nachfolgend wird beispielhaft gezeigt, wie diese Eingangsparameter aus Labor- und Feldversuchen für das Münchener bindige Tertiär bestimmt werden können.

Um Steifigkeiten für die Ent- und Wiederbelastung sowie für deviatorische Beanspruchungen ermitteln zu können, wurden dränierte Triaxialversuche (D-Versuche) in Anlehnung an die DIN 18137 an natürlichen Proben durchgeführt. Dabei wurden die Proben zunächst isotrop überkonsolidiert, um Einflüsse aus der Probennahme und Probenherstellung zu reduzieren. Beim Abschervorgang wurden die Proben vor Erreichen des Bruchzustandes bis  $q' \approx 0$  entlastet und anschließend bis zum Bruch wiederbelastet (vgl. Bild 5.13).

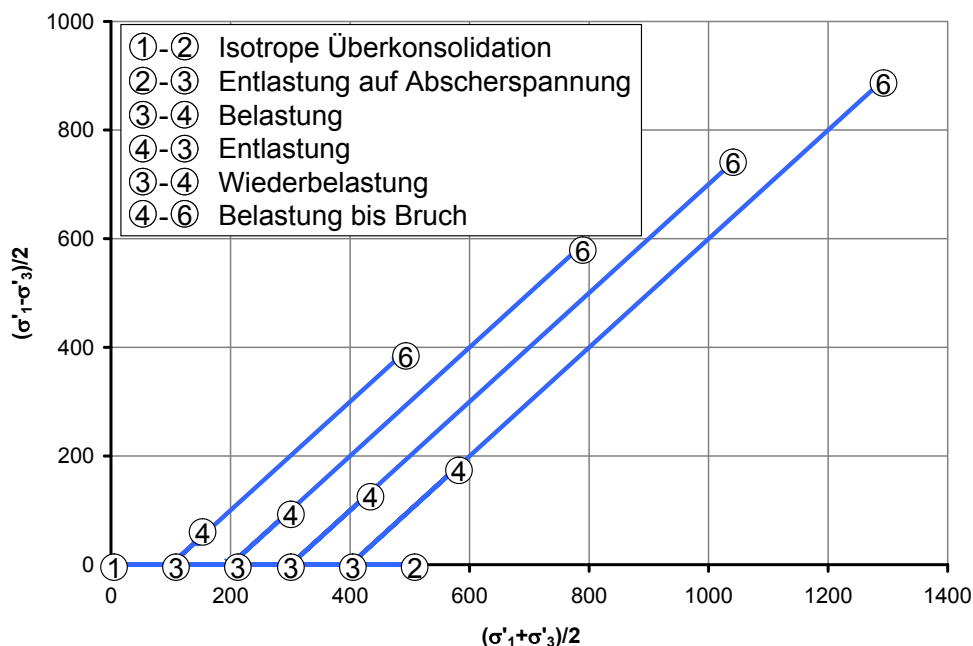


Bild 5.13: Spannungspfade der dränierten Triaxialversuche

Beispielhaft ist in Bild 5.14 das Ergebnis eines D-Versuches mit Ent- und Wiederbelastung bei 4 unterschiedlichen Seitendrücken grafisch dargestellt. Anhand der Steigung der Spannungs-Verformungskurven kann die Steifigkeit bestimmt werden (gemäß Bild 7.4). Da die untersuchten Proben überkonsolidiert sind, werden die Bezeichnungen "Rekonsolidierungsast" und "Ent- und Wiederbelastungsast" verwendet (vgl. Abschnitt 5.3).

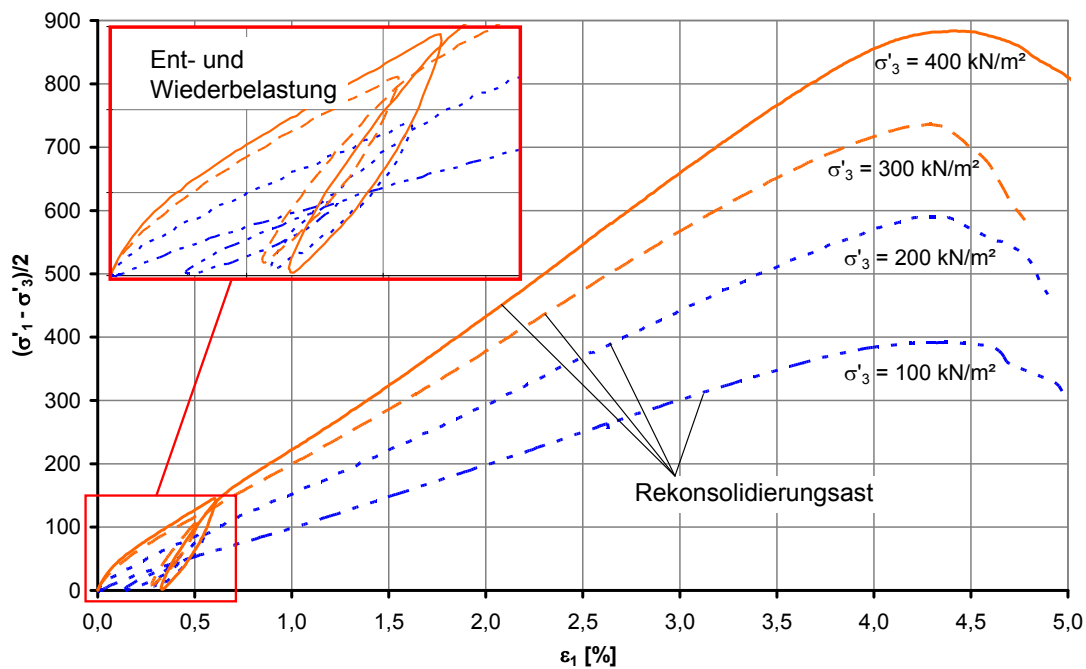
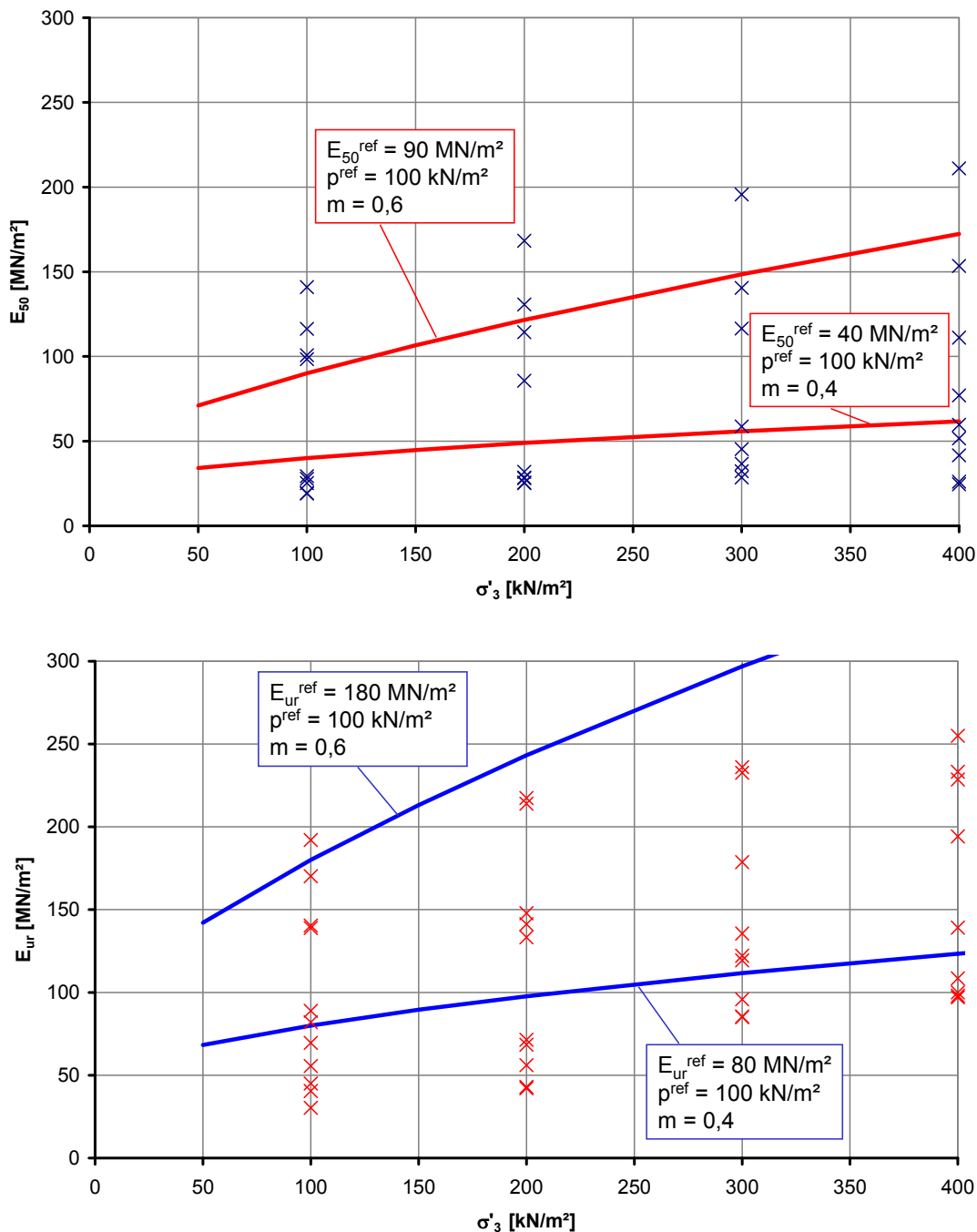


Bild 5.14: Beispiel D-Versuch – Ermittlung der Steifigkeiten im Rekonsolidierungs- und Ent-Wiederbelastungsast

Am Verlauf der Kurven ist ersichtlich, dass erwartungsgemäß mit zunehmender Zeldruckspannung die Steifigkeit zunimmt.

#### 5.4.2 Versuchsergebnisse

In Abhängigkeit von der kleineren effektiven Hauptspannung ( $\sigma'_3$ ) sind in Bild 5.15 die Laborergebnisse für die Moduln  $E_{50}$  und  $E_{ur}$  verschiedener Triaxialversuche mit tertiären Tönen angetragen. Die starke Streuung der Versuchsergebnisse ist deutlich zu erkennen. Dies lässt sich u.a. durch die Unterschiede bei der Plastizität, der Konsistenz sowie das Vorhandensein von Verfestigungen erklären. Die untersuchte Bandbreite ist typisch für die tertiären Münchener Tone und Schluffe.

Bild 5.15: Spannungsabhängige Steifigkeit  $E_{50}$  und  $E_{ur}$  für FE-Berechnungen

Die spannungsabhängigen Steifigkeiten  $E_{50}$  und  $E_{ur}$  sowie  $E_{oed}$  sind neben dem jeweiligen Referenzmodul von der Referenzspannung  $p_{\text{ref}}$  und dem Exponenten  $m$  abhängig.  $p_{\text{ref}}$  und  $m$  sind im Stoffmodell für alle 3 Steifigkeitsbeziehungen ( $E_{50}$ ,  $E_{oed}$ ,  $E_{ur}$ ) identisch. Programmtechnisch können zudem nicht beliebige Verhältnisse zwischen  $E_{50}^{\text{ref}}$ ,  $E_{oed}^{\text{ref}}$  und  $E_{ur}^{\text{ref}}$  im Stoffmodell berücksichtigt werden. Damit ergeben sich Einschränkungen bei der Ableitung der erforderlichen Eingangsgrößen für das Stoffmodell anhand der Laborergebnisse. Unter Berücksichtigung dieser Einschränkungen sind entsprechende Verläufe für das Stoffmodell in Bild 5.15 mit einer durchgezogenen Linie abgebildet. Die entsprechenden Eingangsparameter sind tabellarisch in Tabelle 5.3 am Ende dieses Abschnittes zusammenfassend dargestellt.



Die Ermittlung der Referenzsteifigkeit bei oedometrischer Belastung  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$  erfolgt im Labor aus Oedometerversuchen und aus den  $K_0$ -Triaxialversuchen (vgl. Abschnitt 5.3). Zum Vergleich beider Versuchsarten wurden zunächst an Bodenproben jeweils sowohl ein Oedometerversuch als auch ein  $K_0$ -Triaxialversuch durchgeführt. Die Ergebnisse stimmen im Rahmen der Streuungen gut überein, so dass beide Versuchsarten zur Auswertung verwendet werden können (siehe Bild 5.17).

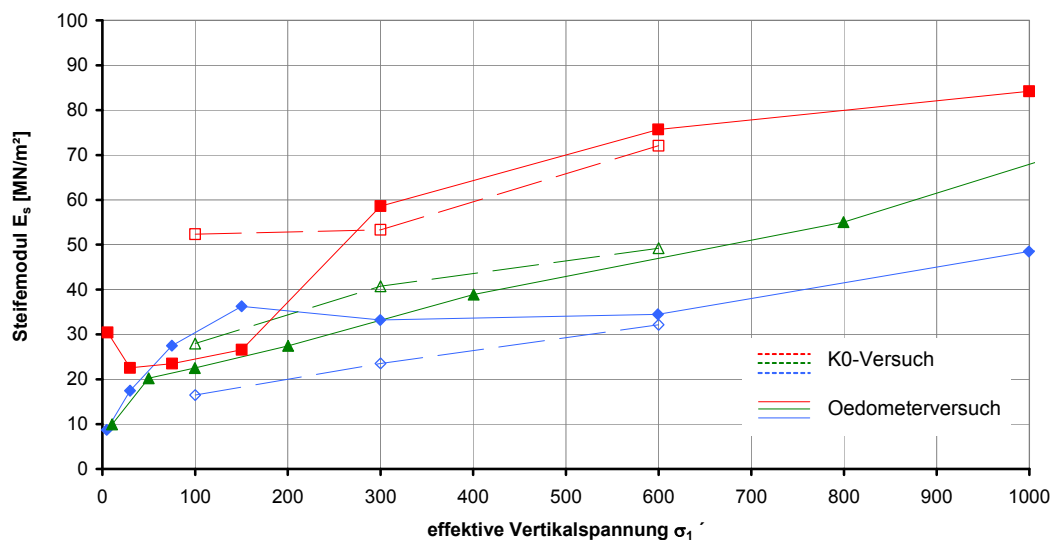


Bild 5.16: Vergleich der Steifemoduln aus Oedometerversuchen mit Steifemoduln aus  $K_0$ -Versuchen

Auch HORNIG (2002) zeigte mit seinen Untersuchungen, dass bei den von ihm untersuchten Böden die Steifemoduln aus Oedometerversuchen und aus  $K_0$ -Versuchen in etwa gleich groß sind. Eine Rekonsolidierung zur Reduzierung der Einflüsse aus Probenahme und Probenherstellung wie bei den dränierten Triaxialversuchen durch eine isotrope Überkonsolidation ist bei den Oedometerversuchen nicht möglich. Deshalb entstehen grundsätzlich im Oedometer bei der 1. Belastung auch Verformungen, die auf Probenahmestörungen zurückzuführen sind. Im Oedometerversuch werden deshalb geringere Steifigkeiten ermittelt als sie in-situ zu erwarten sind.

Es ist zusätzlich zu berücksichtigen, dass beim Oedometerversuch keine verfestigten Proben untersucht werden können, da diese nicht mit der benötigten Qualität entnommen und im Versuchsgesetz eingebaut werden können. Damit wird mit den Oedometerversuchen das untere Steifigkeitsspektrum bei den tertiären Tonen erfasst. Daher ist ein Vergleich mit Feldversuchen (Bohrlochaufweitungsversuche) interessant, mit denen auch die oedometrische Steifigkeit der verfestigten oder mit Konkretionen durchsetzten tertiären Tone untersucht werden kann.

Es wurden Bohrlochseitendruckversuche ausgewertet, die im Rahmen von Erkundungsprogrammen in Münchener tertiären Tonen durchgeführt wurden. Zum Einsatz kamen überwiegend die Stuttgarter Seitendrucksonde (Durchmesser 101 mm und 146 mm) sowie Dilatometer sonden (Durchmesser 101 mm) gemäß DIN 4094-5.

Die Ergebnisse der Bohrlochaufweitungsversuche (Seitendruckmodul  $E_B$  bzw. Dilatometermodul  $E_D$ ) können für unterschiedliche Spannungsbereiche ausgewertet werden. Wird für den untersuchten Boden linear-elastisches Verhalten zumindest im unterem Spannungsbereich weit vor dem Bruchzustand angenommen, kann nach Erläuterungen in DIN 4094-5 erfahrungsgemäß davon

ausgegangen werden, dass der im mittleren Bereich des Entlastungsastes ermittelte Modul  $E_B$  bzw.  $E_D$  dem Elastizitätsmodul  $E$  nahe kommt. Unter dieser Annahme wurde der Steifemodul  $E_s$  aus dem Elastizitätsmodul  $E$  (hier =  $E_B$  oder  $E_D$ ) und der Poissonzahl (Annahme  $\nu = 0,25$ ) ermittelt. Ausgewertet wurde der Wiederbelastungsast bei einem Spannungsniveau zwischen ca. 200 kN/m<sup>2</sup> und 800 kN/m<sup>2</sup>.

Die Ergebnisse sind in Abhängigkeit von der abgeschätzten in-situ Gebirgsspannung in Bild 5.17 grafisch dargestellt.

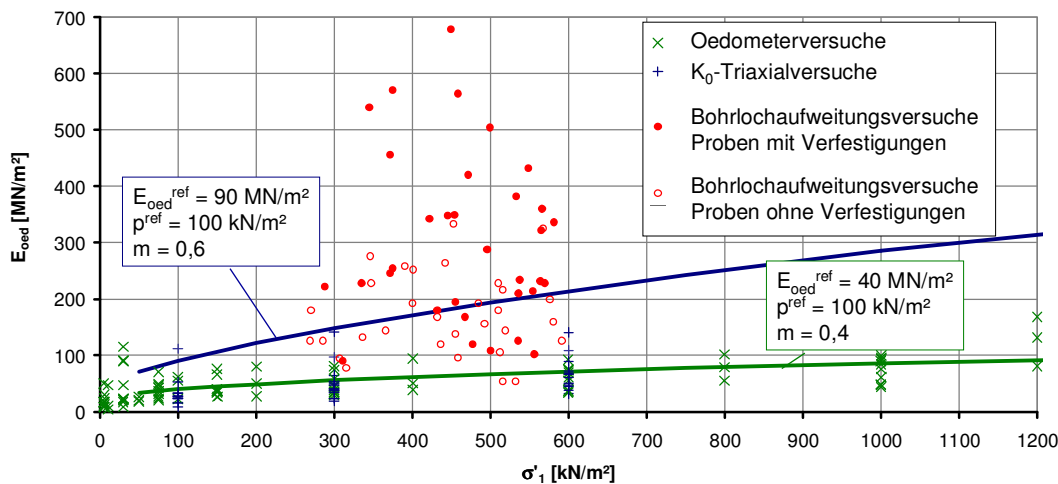


Bild 5.17: Auswertung des Rekonsolidierungsastes der Oedometer- und der  $K_0$ -Versuche und Auswertung der Seitendruck- und Dilatometerversuche nach DIN 4049-5

Wie zu erwarten, weisen Proben mit Verfestigungen deutlich höhere Steifigkeiten auf, wobei insgesamt große Schwankungen bei den Versuchsergebnissen festzustellen sind.

Im Vergleich liefern die Laborversuche gegenüber den Feldversuchen geringere Steifigkeiten. Dies bestätigen die Erfahrungen aus früheren Untersuchungen (v. SOOS, 1967).

In Bild 5.17 sind zwei Verläufe der spannungsabhängigen Steifigkeit  $E_{\text{oad}}$  bei oedometrischer Belastung dargestellt, die unter der Annahme  $E_{50}^{\text{ref}} = E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$  ermittelt wurden. Unter Berücksichtigung, dass  $p^{\text{ref}}$  und  $m$  für alle 3 Steifigkeitsbeziehungen ( $E_{50}$ ,  $E_{\text{oad}}$ ,  $E_{\text{ur}}$ ) identisch sind, und mit der insgesamt großen Spannweite der Ergebnisse können die ermittelten Steifigkeitsparameter als geeignet angesehen werden, um die mögliche Bandbreite der tertiären Tone zu beschreiben.

In der Tabelle 5.3 sind die ermittelten Eingangsparameter für das Stoffmodell "Hardening-Soil" (PLAXIS) zur Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit für das "Münchener Baugrundmodell" zusammenfassend dargestellt. Die Formeln zur Berechnung der Steifigkeit mit den unten angegebenen Eingangswerten sind Abschnitt 7.1.1 zu entnehmen.

Angesichts der großen Bandbreite der Laborergebnisse empfiehlt es sich, in FE-Berechnungen die Eingabeparameter für die Steifigkeiten zu variieren, um den Einfluss auf die Ergebnisse abschätzen zu können. Daher wurden 3 Parametersätze zur Beschreibung eines weichen, mittleren und steifen Verhaltens gewählt.

System	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{50}^{\text{ref}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Referenzspannung $p^{\text{ref}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Exponent m [-]
weich	40	40	80	100	0,4
mittel	60	60	120	100	0,4
steif	90	90	180	100	0,6

Tabelle 5.3: Zusammenstellung der Eingangswerte für FE-Berechnungen

## 5.5 Versuche zur Bestimmung des Mobilisierungsverhaltens des passiven Erddruckes im Biaxialgerät

### 5.5.1 Grundidee / -prinzip des Versuches

Bei einer Baugrubenherstellung treten Spannungspfade auf, die durch konventionelle Laborversuche nicht vollständig abgebildet werden können. Deshalb bestand die Motivation, einen Versuchszustand zu entwickeln, mit dem

- eine Überkonsolidation abgebildet und die Seitendruckbeiwerte ermittelt,
- die Richtung der größeren Hauptspannung um 90° gedreht,
- ein ebener Verformungszustand abgebildet und
- Steifigkeiten und Scherfestigkeiten ermittelt werden können.

In Vorversuchen wurde zunächst die Möglichkeit einer Hauptspannungsdrehung um 90° realisiert. Dazu wurden Versuche in einer Triaxialzelle mit einem Vollstempel (Stempeldurchmesser = Proben­durchmesser) durchgeführt, wie sie bereits BAUMANN (1981) verwendet hat. Um allerdings annähernd die Spannungsverhältnisse im Baugrund während der Herstellung einer Baugrube abbilden zu können, ist die Abbildung eines ebenen Verformungszustandes erforderlich. Hierzu können so genannte Biaxialgeräte verwendet werden, bei denen eine Verformungsrichtung überwiegend durch starre Seitenwände behindert wird. In der Literatur werden solche Geräte zum Beispiel von LEINENKUGEL (1976), VARDOULAKIS & GOLDSCHIEDER (1981), DRESCHER et al. (1990) oder WANATOWSKI & CHU (2006) beschrieben.

Als Grundgerät für die eigenen Versuche wurde ein vollautomatisches Triaxialgerät mit 2 prozess­gesteuerten elektromechanischen Drucksteuergeräten mit integrierter Volumenmessung zur Steuerung des Zell- und Porenwasserdruckes verwendet. Es sind spannungs- oder volumenge­steuerte Regelungen möglich. Die Axialkraft wird über eine vollautomatische Prüf­presse aufgebracht. Es können sowohl Weg- als auch Spannungspfade vorgegeben werden. Die Kräfte- bzw. die Wegmessung erfolgt durch innerhalb und außerhalb der Zelle liegende Messgeber. Die einzelnen Komponenten der Anlage sind in Bild 5.18 schematisch dargestellt.

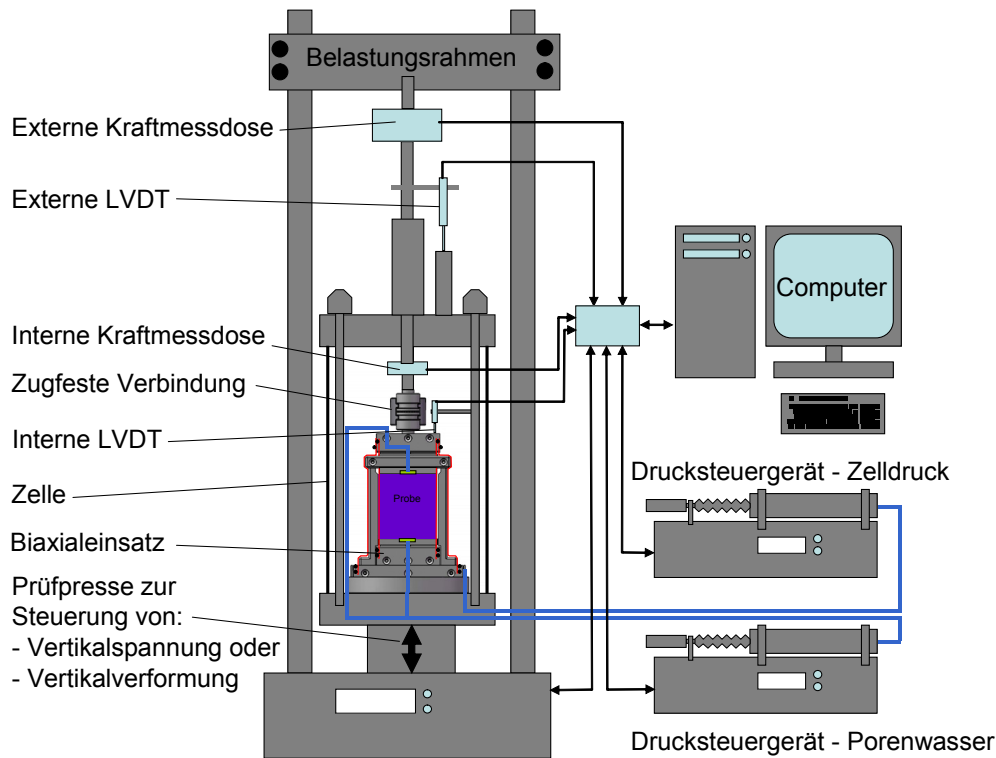


Bild 5.18: Schematische Darstellung Triaxialgerät mit Biaxialeinsatz

Die Besonderheit der dargestellten Anlage ist der Biaxialeinsatz für quaderförmige Proben mit einer Höhe von 80 mm, einer Breite von 76 mm und einer Tiefe von 36 mm, der statt der kreisrunden Grundplatte für kreiszylindrische Proben mit der Bodenplatte der Zelle verschraubt wird. Details zum Biaxialeinsatz sind in Bild 5.19 schematisch dargestellt.

Der ebene Verformungszustand wird durch zwei starre Seitenwände erreicht, die unten mit der Bodenplatte und oben über zwei Querstreben verschraubt sind. Zur Minimierung der Reibung zwischen den Seitenplatten und der Gummihülle wird Silikonfett verwendet. Aufgrund der gedrunge- nen Form der Proben wurde die Endflächenreibung an der Unter- und Oberseite der Probe gemäß DIN 18137 mittels einer Gummimembran auf polierter Metalloberfläche minimiert.

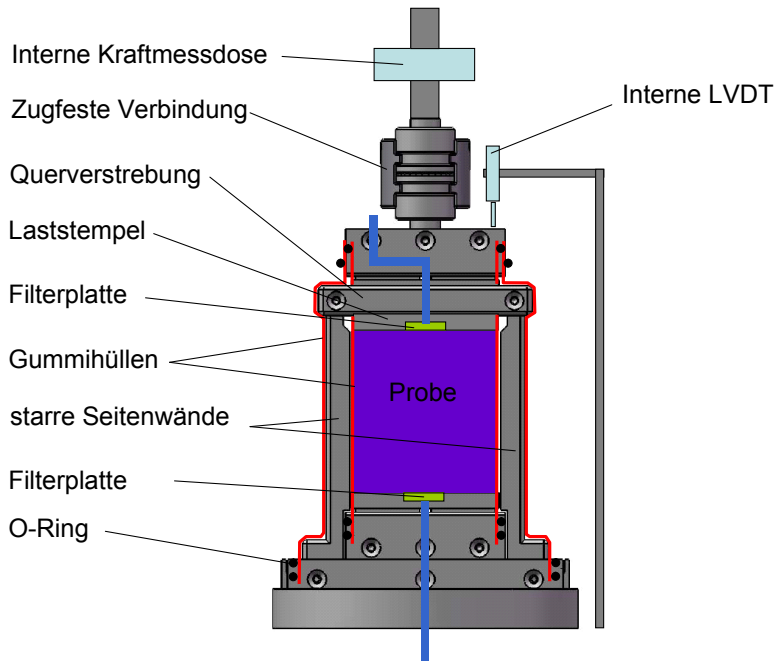


Bild 5.19: Schematische Darstellung Biaxialeinsatz

Da die Stempelfläche rechteckig ist, kann kein Vollstempel zur Entkopplung der Vertikalkraft vom Zeldruck verwendet werden. Deshalb wurde der Stempel so konstruiert, dass auch Zugkräfte aufgenommen werden können. Somit können Hauptspannungsdrehungen um  $90^\circ$  realisiert werden. In der vorliegenden Entwicklungsstufe des Biaxialeinsatzes konnte eine Spannungs- und Verformungsmessung in Richtung der starren Seitenplatten noch nicht realisiert werden.

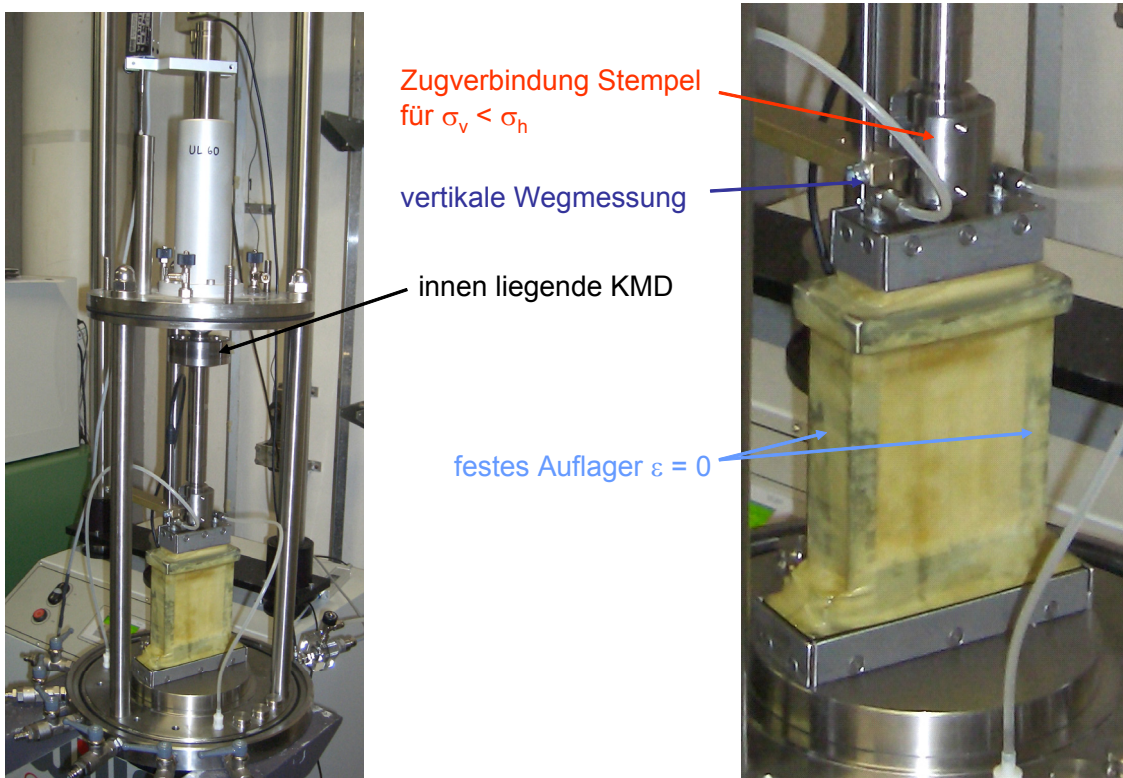


Bild 5.20: Versuchsaufbau Biaxialeinsatz in Triaxialzelle

### 5.5.2 Probenvorbereitung und -herstellung

Im Biaxialgerät wurden Versuche an aufbereiteten Proben aus dem bindigen Münchener Tertiär durchgeführt. Sie wurden alle aus dem gleichen Ausgangsmaterial und unter identischen Bedingungen hergestellt. Als Ausgangsmaterial wurde tertiärer Ton aus einem Baugrubenaushub von einer Münchener Baustelle verwendet, der über größere Bereiche sehr homogen vorlag. Die als einzelne Brocken gewonnenen Proben wurden für die weitere Probenherstellung zunächst mechanisch zerkleinert und einheitlich auf einen Wassergehalt von 18,5 % homogenisiert.

#### Probenherstellung für die konventionellen Triaxialversuche

Um über die gesamte Probenhöhe eine möglichst konstante Dichte zu erreichen, wird das abgewogene Probenmaterial von zwei Seiten durch zwei Kolben in einen Probenring mit einem Durchmesser von 3,6 cm und einer Höhe von 8,5 cm eingepresst. Der Einbau der Probenkörper in die Druckzellen erfolgt gemäß DIN 18137-2.

#### Probenherstellung für die Biaxialversuche

Auch das Probenmaterial für die Biaxialversuche wird von zwei Seiten durch zwei Kolben mit einer Kraft von ca. 3 t in einen Probenring mit einem Durchmesser von 10 cm und einer Höhe von 3,6 cm eingepresst (vgl. Bild 5.21). Dazu werden oberhalb und unterhalb zwei weitere Metallringe montiert, die einerseits als Führung für die Kolben dienen, andererseits auch das noch nicht verdichtete Probenmaterial aufnehmen können.



Bild 5.21: Probenformer

Die kreiszylindrische Probe wird anschließend im so genannten Probenvorbereiter auf die endgültigen kubischen Probenabmessungen von 80 mm · 76 mm · 36 mm mit Schälmesser und Stahllineal zugearbeitet (vgl. Bild 5.22).

Die Einpressrichtung bei der Probe entspricht dabei nicht der späteren Abscherrichtung im Biaxialgerät, sondern ist um 90° auf die Seite mit der größten Grundfläche gedreht. Dadurch wird ein Spannungszustand abgebildet, der der einer Baugrubenherstellung entspricht. Die Abscherrichtung entspricht der horizontalen Verbauwandverformung und die Einpressrichtung der vertikalen Auflast. (siehe dazu Abschnitt 5.5.4)



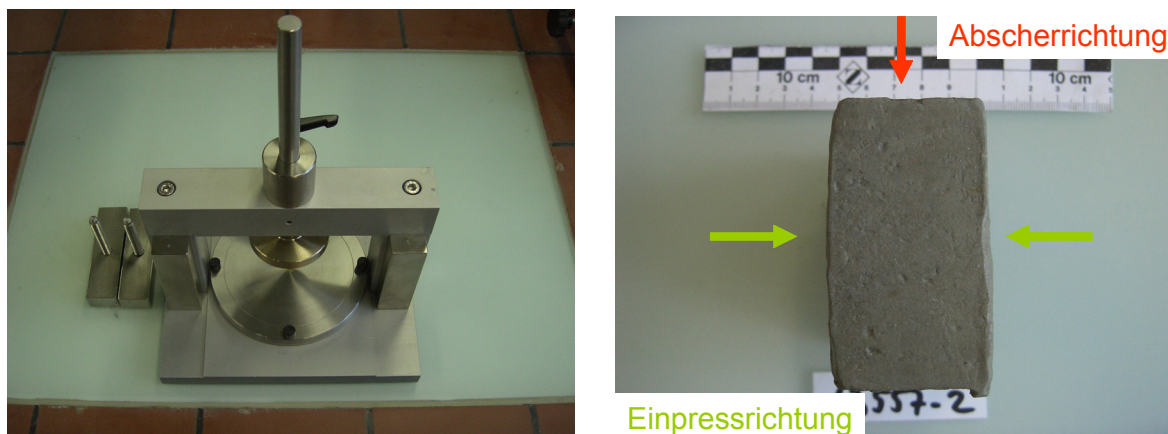


Bild 5.22: Probenvorbereiter (linkes Bild) und Probe (rechtes Bild)

Infolge des Einpressens der Probe in den Probenring mit anschließender Entlastung durch den Ausbau aus dem Probering kann von einem überkonsolidierten Zustand der Probe ausgegangen werden. Durch die Entlastung der Probe auf allseitig  $\sigma = 0$  und durch die anschließende manuelle Verarbeitung der Probe geht allerdings – zumindest ein Teil – des „Gedächtnisses“ an die Überkonsolidierung verloren, so dass nach Probeneinbau in das Biaxialgerät von einem Spannungszustand auszugehen ist, der eher einem normalkonsolidierten Zustand entspricht (vgl. auch  $K_0$ -Versuche – Abschnitt 5.3). Dies konnte durch die Versuchsergebnisse bestätigt werden.

### 5.5.3 Klassifikation des untersuchten Probenmaterials

Zur Klassifikation des Probenmaterials wurden an zwei Teilproben die Fließ- und Ausrollgrenze sowie die Proctordichte und an drei Teilproben die Korngrößenverteilung bestimmt. Die Ergebnisse können der nachfolgenden Tabelle 5.4 und dem Bild 5.23 entnommen werden.

Versuch	Boden- gruppe nach DIN 18196 [-]	Fließ- grenze	Ausroll- grenze	Plastizitäts- zahl	Proctor- dichte $\rho_{Pr}$ t/m <sup>3</sup>	Proctor- wasser- gehalt
		$w_L$ [%]	$w_P$ [%]	$I_P$ [%]		$w_{Pr}$ %
63557-1	TM	36,3	19,7	16,7	1,74	17,8
63557-2	TM	37,2	20,9	16,2	1,74	17,6
Mittelwert	-	36,8	20,3	16,5	1,74	17,7

Tabelle 5.4: Ergebnisse der klassifizierenden Versuche

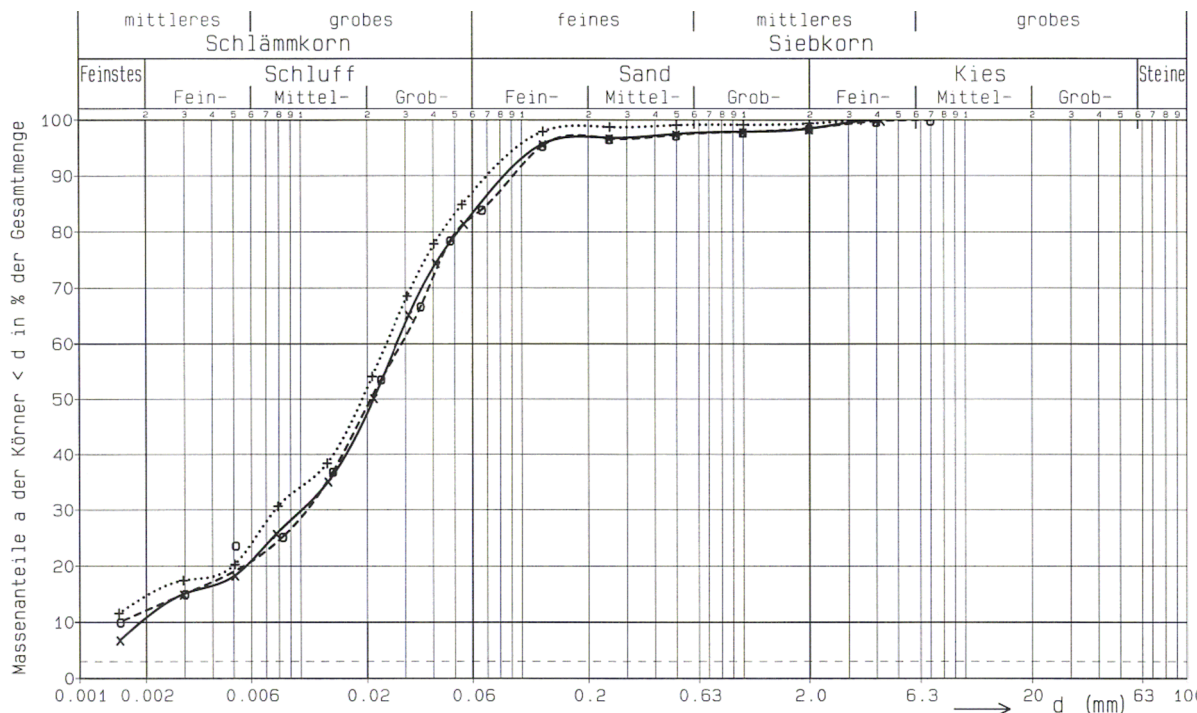


Bild 5.23: Korngrößenverteilung des Versuchsbodens 63557

Versuch	Kornanteil < 0,002 mm (Feinstkorn) [%]	Kornanteil < 0,063 mm (Feinkorn) [%]	Kornanteil < 2,0 mm (Fein- und Sandkorn) [%]
63557-1	10,8	83,3	98,5
63557-2	14,7	87,1	100,0
63557-3	12,1	82,7	98,5
Mittelwert	12,5	84,4	99,0

Tabelle 5.5: Tabellarische Übersicht – Korngrößenverteilung

Nach den klassifizierenden Laborversuchen handelt es sich bei dem Untersuchungsmaterial um einen mittelplastischen, feinsandigen bis schwach feinsandigen Ton. Die drei Korngrößenverteilungen belegen zudem, dass das Ausgangsmaterial in einem homogenen Zustand vorliegt.

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit wurden 4 normalkonsolidierte Triaxialversuche durchgeführt, deren Ergebnisse in Tabelle 5.6 zusammenfassend dargestellt sind.

Versuch	Versuchsart	Anfangswassergehalt $w_a$ [%]	Trockendichte $\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	effektiver Reibungswinkel $\phi'$ [°]	Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
63557-1	CU	i.M. 17,6	i.M. 1,63	27,9	14,7
63557-2	CU	i.M. 17,8	i.M. 1,75	28,9	22,8
63557-3	CD	i.M. 17,5	i.M. 1,75	29,9	24,0
63557-4	CU	i.M. 15,7	i.M. 1,62	27,9	21,5
Mittelwert	-	-	-	28,7	20,8

Tabelle 5.6: Ergebnisse der Triaxialversuche nach DIN 18137 (Proben aufbereitet)



Um den Einfluss der Trockendichte auf die Ergebnisse berücksichtigen zu können, wurden bei den konventionellen Triaxialversuchen zwei unterschiedliche Probentrockendichten gewählt, die die Bandbreite der Trockendichten bei den eigentlichen Biaxialversuchen wiedergeben. Aus den Ergebnissen in Tabelle 5.6 ist ersichtlich, dass die Variation der Trockendichte  $\rho_d$  nur einen geringfügigen Einfluss auf den effektiven Reibungswinkel hat. Lediglich die Kohäsion  $c'$  variiert zwischen  $14,7 \text{ kN/m}^2$  und  $24,0 \text{ kN/m}^2$ . Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass für die Probenherstellung der dichteren Proben größere Einpressdrücke erforderlich sind und die Proben somit eine höhere Vorbelastung erfahren haben als die Proben mit der geringeren Dichte. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die Proben für die konventionellen Triaxialversuche direkt nach der Entnahme der eingepressten Probe aus dem Probering in die Druckzelle eingebaut werden konnten. Somit treffen die bei der Probenherstellung für die Biaxialversuche beschriebenen Entspannungseffekte und Störungen durch das Zuschneiden der Probe hier nicht zu.

#### 5.5.4 Versuchsablauf

Die Probe wird so in den Biaxialeinsatz eingebaut, dass die Einpressrichtung auf der freien horizontalen Seite liegt, auf der während des Versuches direkt der Zelldruck wirkt. Versuchsbedingt sind die Spannungsrichtungen im Gerät gegenüber den abzubildenden Spannungsrichtungen im Baugrund um  $90^\circ$  gedreht (vgl. Bild 5.24). Die Vertikalspannung im Baugrund wird im Versuch durch den Zelldruck vorgegeben, die Horizontalspannung und Horizontalverformung der Verbauwand können im Versuch durch den Laststempel aufgebracht und gemessen werden.

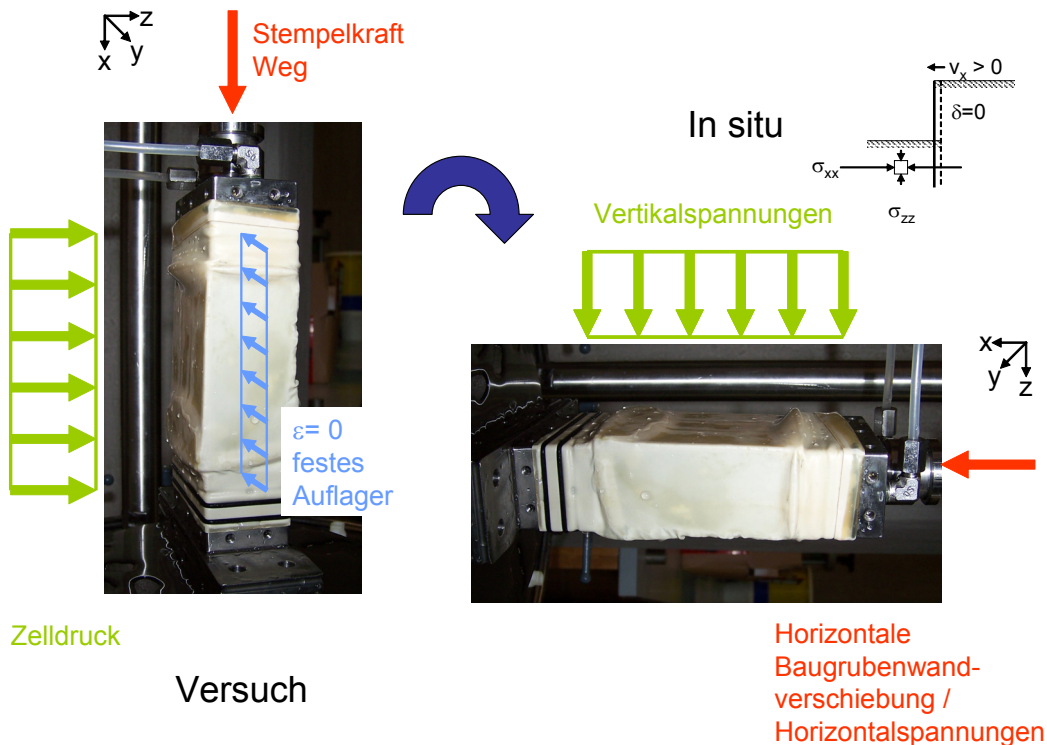


Bild 5.24: Vergleich Spannungs- und Verformungsrichtung im Versuch und im Baugrund (In situ)

### Definition der Spannungs- und Verformungsrichtungen

Für eine einheitliche Bezeichnung der einzelnen Spannungs- und Verformungsrichtungen wird folgendes Koordinatensystem definiert (vgl. auch Bild 5.24):

x-Richtung:

- im Baugrund: horizontale Spannungs- und Verformungsrichtung senkrecht zur Verbauwand
- im Versuch: vertikale Spannungs- und Verformungsrichtung,  $\sigma_{xx}$  und  $\varepsilon_{xx}$  über den Laststempel einstell- und messbar.

y-Richtung:

- im Baugrund: horizontale Spannungs- und Verformungsrichtung längs der Verbauwand (ebener Verformungszustand mit  $\varepsilon_{yy} = 0$ )
- im Versuch: horizontale Spannungs- und Verformungsrichtung in Richtung der starren Seitenplatten ( $\varepsilon_{yy} = 0$ )

z-Richtung:

- im Baugrund: vertikale Spannungs- und Verformungsrichtung
- im Versuch: horizontale Spannungs- und Verformungsrichtung,  $\sigma_{zz}$  durch den Zelldruck einstellbar

Die Abbildung des Spannungspfads einer Baugrubenherstellung wird im Versuch durch folgende drei Schritte realisiert (vgl. Bild 5.25).

- Abbildung des Ausgangsspannungszustandes vor Baugrubenaushub
- Abbildung des Baugrubenaushubs ohne Verbauwandverformung
- Abbildung der Mobilisierung des Erdwiderstandes infolge Verbauwandverformung

Für die Abbildung der Spannungs- und Verformungsverhältnisse im Baugrund werden folgende Annahmen bzw. Vereinfachungen getroffen:

- Die Herstellung der Verbauwand beeinflusst die Spannungen im Erdwiderlagerbereich nicht (vgl. auch Abschnitt 1).
- Der Baugrubenaushub und die Verbauwandverformung werden als zwei getrennte, nach einander ablaufende Vorgänge im Versuch abgebildet (Ausnahme Versuch ük-s-18 - Bild 5.34).
- Es wird idealisiert von einer Parallelverformung der Verbauwand mit  $\delta = 0$  ausgegangen.

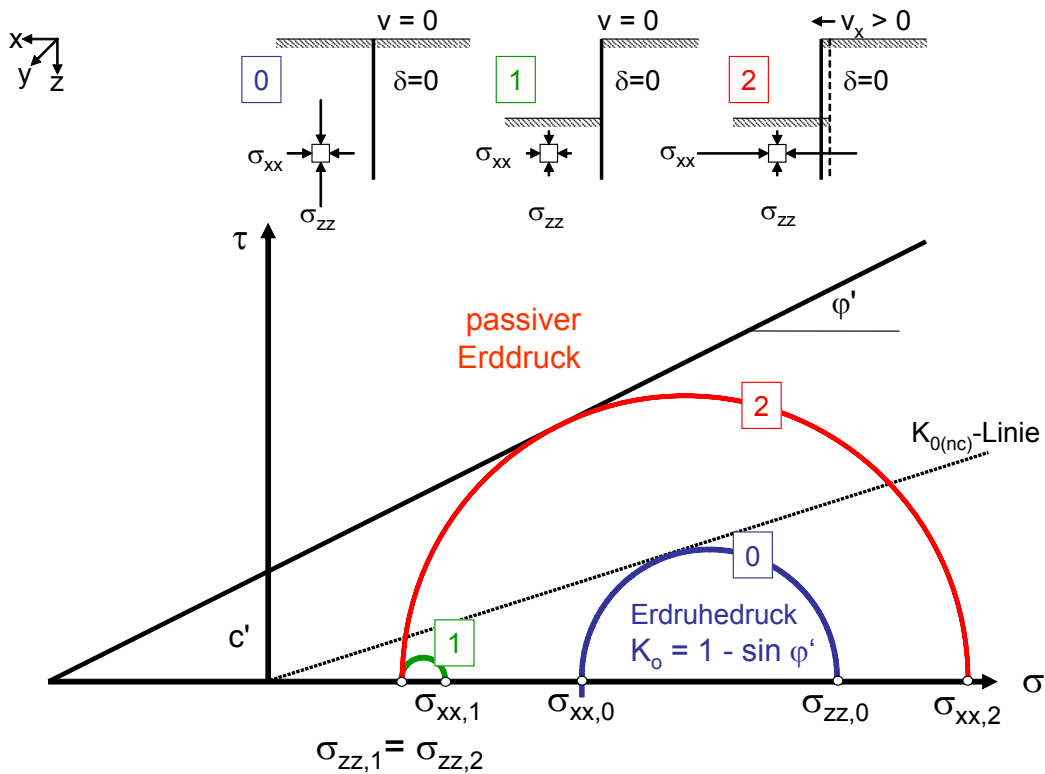


Bild 5.25: Qualitativer Spannungsverlauf Baugrube. Hier idealisiert, Parallelverschiebung und  $\delta=0$   
 Punkt 0: Erdruhedruckverteilung ab GOK; Punkt 1: Nach Baugrubenaushub, ohne Berücksichtigung  
 einer Verbauwandverformung; Punkt 2: Parallelverschiebung der Verbauwand

Im Rahmen der Arbeit werden zwei unterschiedliche Spannungspfade untersucht:

- Versuch an normalkonsolidierten Proben (Bild 5.26)
- Versuch an überkonsolidierten Proben (Bild 5.27)

Der Versuch an überkonsolidierten Proben entspricht dabei der Baugrubenherstellung, da durch den Bodenaushub im Erwidrerlager überkonsolidierte Verhältnisse entstehen. Der Versuch an normalkonsolidierten Proben dient als Referenzversuch und entspricht vom Spannungspfad her vielen in der Literatur belegten Modell- oder Feldversuchen zur Mobilisierung des Erwidrerstandes.

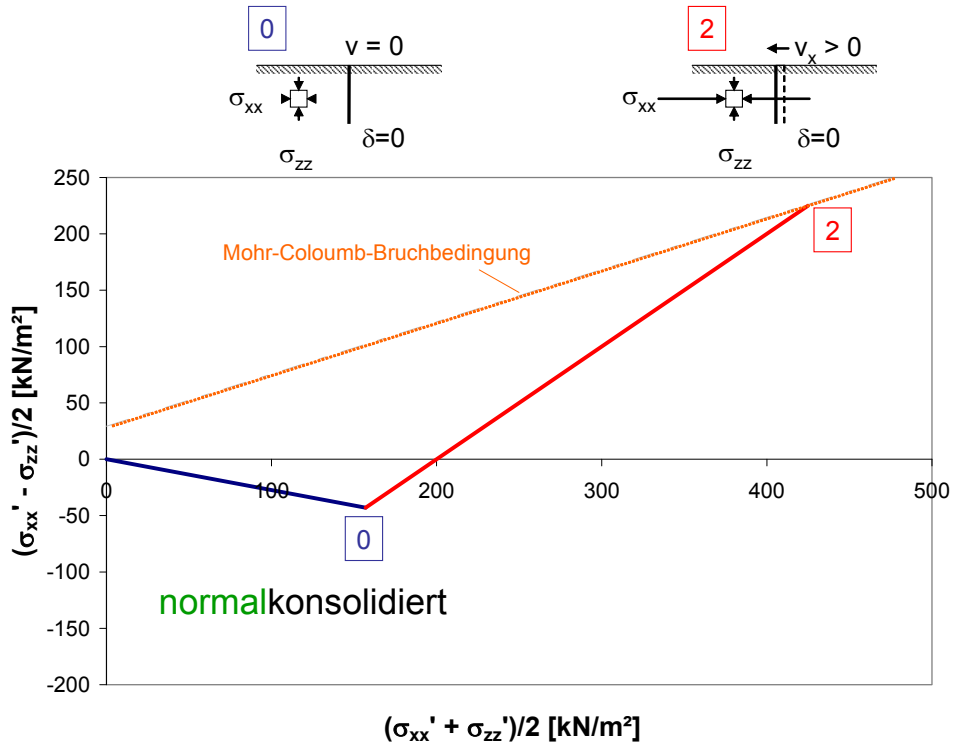


Bild 5.26: Beispiel Spannungspfad – Biaxialversuch an normalkonsolidierten Proben

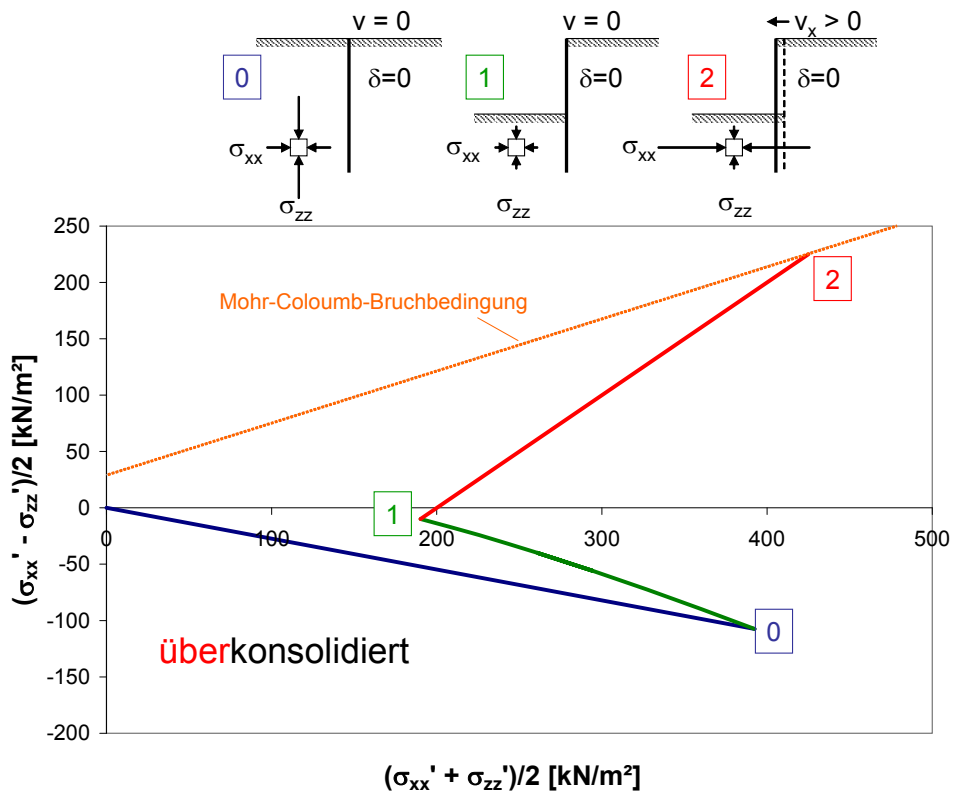


Bild 5.27: Beispiel Spannungspfad – Biaxialversuch an überkonsolidierten Proben

### 5.5.5 Versuchsergebnisse

Da es sich bei dem verwendeten vollautomatischen Triaxialgerät um eine Neuentwicklung handelt, traten bei der Versuchsdurchführung leider mehrfach einige gerätebedingte Ausfälle auf. Die verwendete innen liegende Kraftmessdose zur Messung der Vertikalkraft erwies sich dabei als besonders fehleranfällig. Das Messsignal fiel bei mehreren Versuchen aus, was dann zum Abbruch des Versuches führte. Somit konnten von den 18 geplanten und gestarteten Versuchen an den aufbereiteten Proben auf Grund von Gerätestörungen nur 11 vollständig durchgeführt werden. Durch den Ausfall der Kraftmessdosen konnten nicht alle Versuche einheitlich mit der gleichen Kraftmessdose durchgeführt werden, da keine entsprechende Ersatzkraftmessdose zur Verfügung stand. So wurden Versuche sowohl mit einer 15 kN, 25 kN als auch mit einer 50 kN Kraftmessdose durchgeführt, die bei identischer Genauigkeitsklasse von 0,1 % somit unterschiedliche Messgenauigkeiten aufweisen. Dies stellte sich im Nachgang besonders beim erstmaligen Aufsetzen des Stempels bei einem sehr geringen Spannungsniveau als problematisch heraus, da die Proben evtl. bereits bei Versuchsstart unterschiedlich in Stempelrichtung belastet wurden. Weitere Details dazu werden bei der Versuchsauswertung beschrieben.

Die Versuche wurden fortlaufend nummeriert. Zur besseren Übersicht wird der Versuchsnummer ein "nk" für einen Versuch an einer normalkonsolidierten Probe (vgl. Bild 5.26) bzw. ein "ük" für einen Versuch an einer überkonsolidierten Probe (vgl. Bild 5.27) vorangestellt. Ein Überblick über die durchgeführten Biaxialversuche kann Tabelle 5.7 entnommen werden.

Versuchs-Nr.	Einbauwasser-gehalt $w$ [%]	Einbau-trockendichte $\rho_d$ [t/m <sup>3</sup> ]	Effektive Über-konsolidations-spannung [kN/m <sup>2</sup> ]	Effektive Spannung Schervor-gang [kN/m <sup>2</sup> ]	Bruchspan-nung $\sigma_{xx,f}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Bruchdeh-nung $\varepsilon_{xx,f}$ [%]
nk-2	17,4	1,61	200	200	353	4,40
nk-5	17,2	1,65	200	200	585	2,12
nk-7	17,3	1,68	200	200	800	5,50
nk-8	18,1	1,59	200	200	710	8,10
ük-10	17,7	1,64	500	200	356	2,69
ük-11	17,0	1,69	500	200	864	7,05
ük-12	17,9	1,67	500	100	322	4,50
ük-15	17,2	1,68	550	100	380	7,20
ük-16	17,5	1,70	550	100	384	3,75
nk-17	16,8	1,73	100	100	374	3,80
ük-s-18	16,6	1,65	550	550-100 <sup>1)</sup>	368	4,40
<sup>1)</sup> Während des Abschervorganges wurde der effektive Zeldruck von 550 kN/m <sup>2</sup> linear auf 100 kN/m <sup>2</sup> reduziert						

Tabelle 5.7: Tabellarische Übersicht – Ergebnisse Biaxialversuche

Außer bei dem Versuch ük-s-18 wurden in allen Versuchen an überkonsolidierten Proben zunächst der Spannungspfad eines reinen Baugrubenaushubs und anschließend einer reinen Baugrubenwandverformung simuliert. Bei dem Versuch ük-s-18 wurden die beiden Vorgänge zeitgleich simuliert und somit realistische Spannungspfade abgebildet.

### Scherfestigkeit

Zunächst wird der Bruchzustand untersucht. Da es sich bei den Biaxialversuchen um Einzelversuche handelt, die bei einem effektiven Zelldruck von 100 kN/m<sup>2</sup> bzw. 200 kN/m<sup>2</sup> durchgeführt wurden, ist bei 3 Versuchen die Mehrstufentechnik angewendet worden, d.h. kurz vor Erreichen des Bruchzustandes bei einem Zelldruck von 200 kN/m<sup>2</sup> wurden die Proben entlastet und bei einem Zelldruck von 300 kN/m<sup>2</sup> bzw. 400 kN/m<sup>2</sup> isotrop konsolidiert und bis zum Bruchzustand abgeschert. Somit liegen Bruchwerte für 4 unterschiedliche Spannungen vor, die ausgewertet werden können. Dazu wurden die Scheitelpunkte der Mohrschen Spannungskreise im Bruchzustand von 10 Biaxialversuchen in einem  $(\sigma'_{xx} + \sigma'_{zz})/2 - (\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})/2$ -Diagramm grafisch angetragen und mit Hilfe einer linearen Regressionsanalyse eine Bruchgerade bestimmt. Daraus ergibt sich ein mittlerer effektiver Reibungswinkel von  $\varphi' = 30,2^\circ$  und eine effektive Kohäsion von  $c' = 21,5$  kN/m<sup>2</sup> (vgl. Bild 5.28).

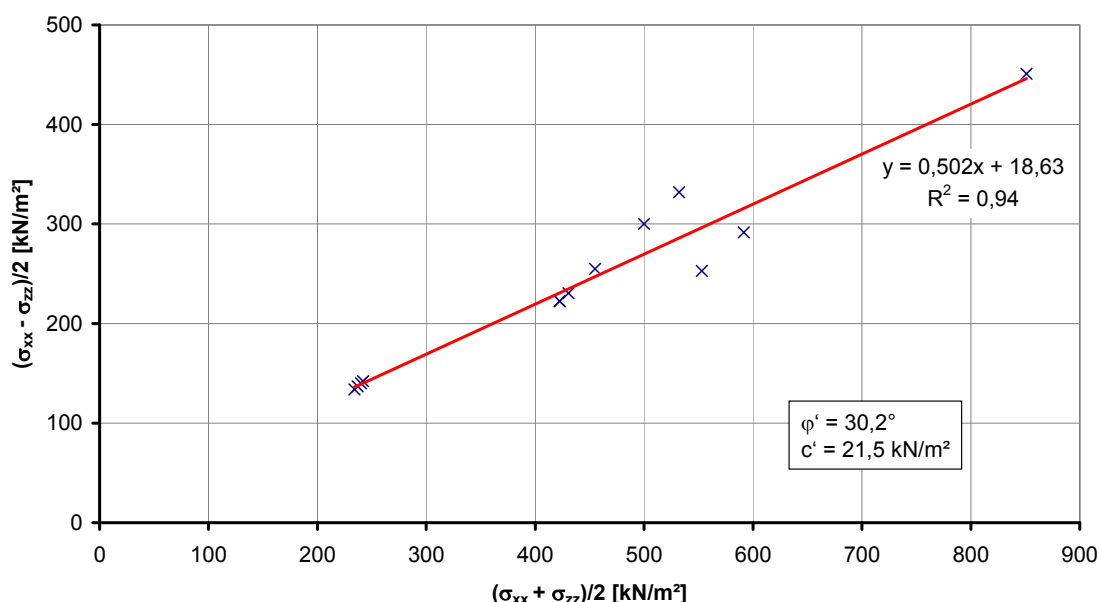


Bild 5.28: Scheitelpunkte der Mohrschen Spannungskreise im Bruchzustand (Biaxialversuche – aufbereitete Proben)

Die ermittelten Scherparameter im Biaxialversuch liegen somit geringfügig höher als die mittleren Scherparameter aus den konventionellen Triaxialversuchen ( $\varphi' = 28,7^\circ$  und  $c' = 20,8$  kN/m<sup>2</sup>). Die Versuchsergebnisse bestätigen somit die Annahme, dass die mittlere Hauptspannung  $\sigma'_2$  keinen Einfluss auf den Grenzzustand bei bindigen Böden hat (v. Soos, 2001).

### Spannungs-Dehnungs-Verhalten

Nachfolgend wird das Spannungs-Dehnungsverhalten der Proben bei den durchgeführten Biaxialversuchen untersucht. Zunächst werden die Versuche getrennt nach der effektiven Spannung  $\sigma'_{zz}$  ausgewertet, die während des Abschervorganges konstant bei  $\sigma'_{zz} = 100$  kN/m<sup>2</sup> bzw.  $\sigma'_{zz} = 200$  kN/m<sup>2</sup> gehalten wurde (drainierte Verhältnisse). Weiterhin wird unterschieden, ob die Versuche normalkonsolidiert oder überkonsolidiert entsprechend den Spannungspfaden in Bild 5.26 bzw. Bild

5.27 durchgeführt wurden. Die Ergebnisse sind in einem  $(\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})/2 - \epsilon_{xx}$  - Diagramm in Bild 5.29 und Bild 5.30 wiedergegeben.

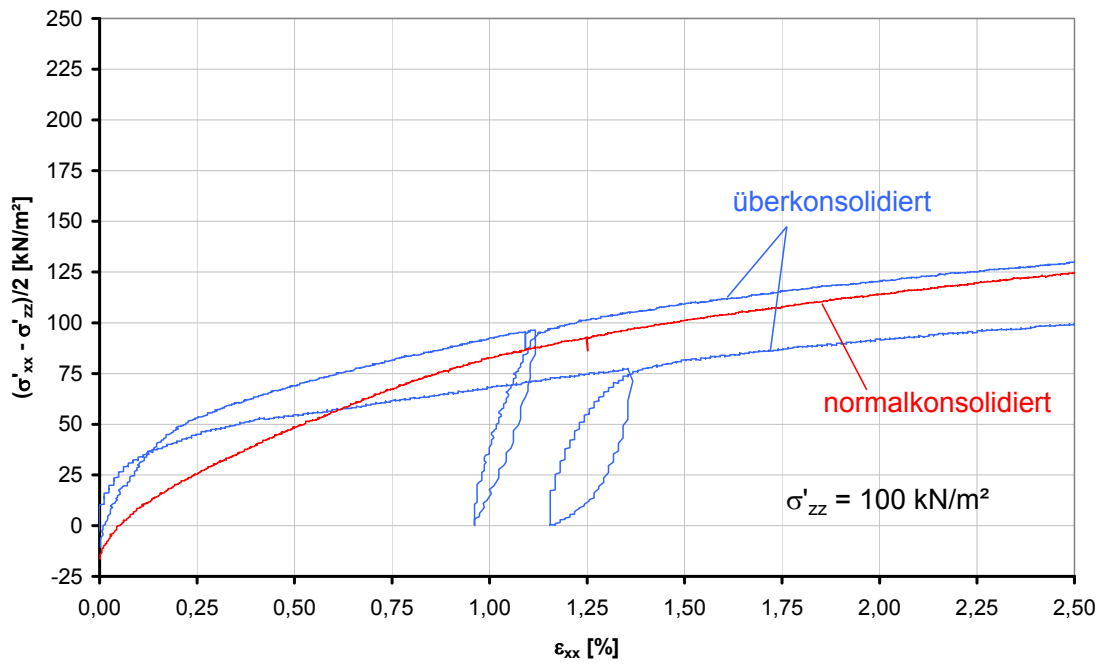


Bild 5.29: Darstellung der Ergebnisse der Versuche mit einem effektiven Zelldruck von  $\sigma'_{zz} = 100 \text{ kN/m}^2$  im Spannungs-Dehnungs-Diagramm

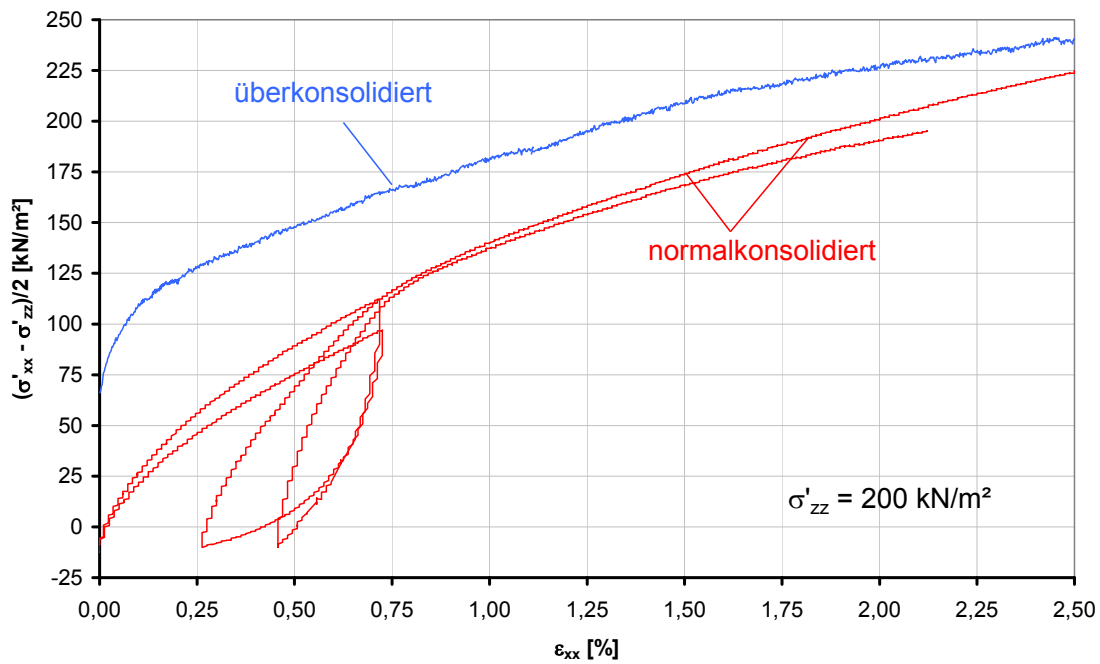


Bild 5.30: Darstellung der Ergebnisse der Versuche mit einem effektiven Zelldruck von  $\sigma'_{zz} = 200 \text{ kN/m}^2$  im Spannungs-Dehnungs-Diagramm

Es sind jeweils deutliche Unterschiede zwischen Versuchen an normalkonsolidierten und Versuchen an überkonsolidierten Proben erkennbar. Zunächst weisen die Ergebnisse der Versuche an überkonsolidierten Proben entsprechend der Überkonsolidierungstheorie (vgl. Abschnitt 5.3) deutlich höhere horizontale Ausgangsspannungen (Ruhedruckspannungen)  $\sigma'_{xx}$  auf. Allerdings streuen die Ergebnisse. Zum Beispiel weisen die beiden in Bild 5.29 dargestellten Versuche (überkonsolidiert) trotz gleichem Ausgangsmaterial und identischer Probenherstellung und Versuchsdurchführung unterschiedliche Ausgangsspannungen auf. Dies wird auf zwei Gründe zurückgeführt. Erstens stellte sich die Herstellung der kubischen Proben als sehr aufwändig heraus, mit der Folge, dass die hergestellten Proben in der Einbaudichte und dem Einbauwassergehalt leicht schwankten (vgl. Tabelle 5.7). Zweitens sind Einflüsse auf die Ergebnisse auf die Verwendung unterschiedlicher Kraftmessdosen zurückzuführen. Wie bereits beschrieben, musste infolge einiger Defekte sowohl 15 kN, 25 kN und 50 kN Kraftmessdosen (Genauigkeitsklasse jeweils 0,1 %) verwendet werden. Vor Versuchsbeginn wird der Stempel jeweils bei einem sehr geringen Spannungsniveau (20 kN/m<sup>2</sup>) automatisch durch Vorgabe einer "Anlegespannung" auf die Probe aufgesetzt. Dabei besteht die Möglichkeit, dass infolge der unterschiedlichen Messgenauigkeit der einzelnen Kraftmessdosen die Proben unterschiedlich belastet wurden, so dass der anschließende  $K_0$  Spannungspfad trotz gleichem Ausgangsmaterial abweichende Spannungspfade aufweist. Die Abweichungen vom berechneten Ausgangswert nach Formel (5.2) sind allerdings so gering, dass die erwarteten Unterschiede der Ergebnisse zwischen Versuchen an normalkonsolidierten und Versuchen an überkonsolidierten Proben dennoch ausgeprägt erkennbar bleiben.

Neben einer höheren Ausgangsspannung in horizontaler Richtung weisen die Versuchsergebnisse der überkonsolidierten Proben im Anfangsbereich des Abschervorganges (bis ca. 5 % der Bruchdehnung) eine deutlich höhere Steifigkeit im Vergleich zu den Ergebnissen der normalkonsolidierten Proben auf. Im weiteren Verlauf zeigen die beiden Versuchsarten unter Berücksichtigung einer Streubreite annähernd eine gleiche Steifigkeit. Bei den überkonsolidierten Böden erfolgt hier der Übergang in eine Erstbelastung. Eine Auswertung des Spannungspfades und die Darstellung des Übergangs vom Wiederbelastungs- in den Erstbelastungsbereich erfolgt bei der numerischen Simulation des Biaxialversuches in Abschnitt 7.4.

Um auf die Mobilisierung des passiven Erddruckes schließen zu können, werden nachfolgend alle durchgeführten Versuche unabhängig vom Spannungsniveau ausgewertet. Dazu werden sowohl die Dehnung  $\varepsilon_{xx}$  als auch die Spannung  $\sigma'_{xx}$  auf die Bruchdehnung  $\varepsilon_{xx,f}$  bzw. Bruchspannung  $\sigma'_{xx,f}$  normiert und in einem  $\sigma'_{xx}/\sigma'_{xx,f} - \varepsilon_{xx}/\varepsilon_{xx,f}$  - Diagramm in Bild 5.31 grafisch dargestellt.



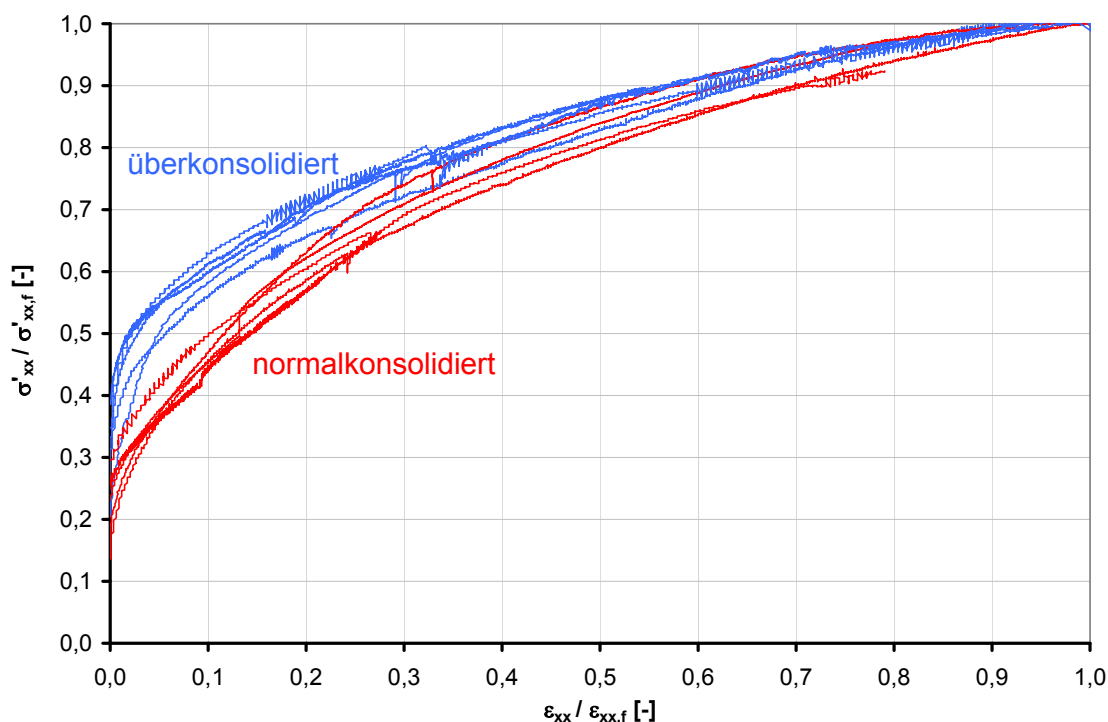


Bild 5.31:  $\sigma'_{xx} / \sigma'_{xx,f} - \varepsilon_{xx} / \varepsilon_{xx,f}$  - Diagramm – Mobilisierungsverhalten normal- und überkonsolidierter Böden

Die Versuche zeigen trotz des unterschiedlichen Spannungsniveaus ein ähnliches Mobilisierungsverhalten auf. Auch in dieser Darstellung sind deutlich die Unterschiede zwischen normalkonsolidierten und überkonsolidierten Böden erkennbar.

#### Erforderliche Verformung zur Mobilisierung der Ausgangsspannung

Die Biaxialversuche simulieren vereinfacht den Baugrubenaushub und die Mobilisierung des Erdwiderstandes bei Verbauwänden. Die aufgebrachten Spannungen entsprechen dabei denjenigen einer tiefen Baugrube mit sehr hohen Ausgangsspannungen (vor Baugrubenaushub mit  $\sigma'_{zz,0} = 500$  kN/m<sup>2</sup> bzw. 550 kN/m<sup>2</sup>). Die zugehörigen Spannungen  $\sigma'_{xx,0}$  (Ruhedruckzustand) sind deshalb im Ausgangszustand teilweise höher als die beim Erreichen des Endaushubs zur Stützung der Wand erforderlichen Spannungen. Zudem weisen diese Ausgangsspannungen bezogen auf den maximal mobilisierbaren Erdrückwert bereits einen sehr hohen Mobilisierungsgrad auf. Es wird deshalb untersucht, ob der von WEIßENBACH & GOLLUB (1995) für eine näherungsweise Betrachtung vorgeschlagene Ansatz, dass der ursprünglich ab Geländeoberkante (GOK) wirkenden Erdrückdruck als Ausgangsspannungszustand angesetzt werden kann und nur direkt unterhalb der Baugrubensohle auf den Grenzwert des Erdrückwertes begrenzt werden muss, auch für die oben genannten Randbedingungen gilt.

Beispielhaft ist dazu der Versuch ük-16 grafisch in einem  $\sigma'_{xx}-\varepsilon_{xx}$ -Diagramm in Bild 5.32 ausgewertet.

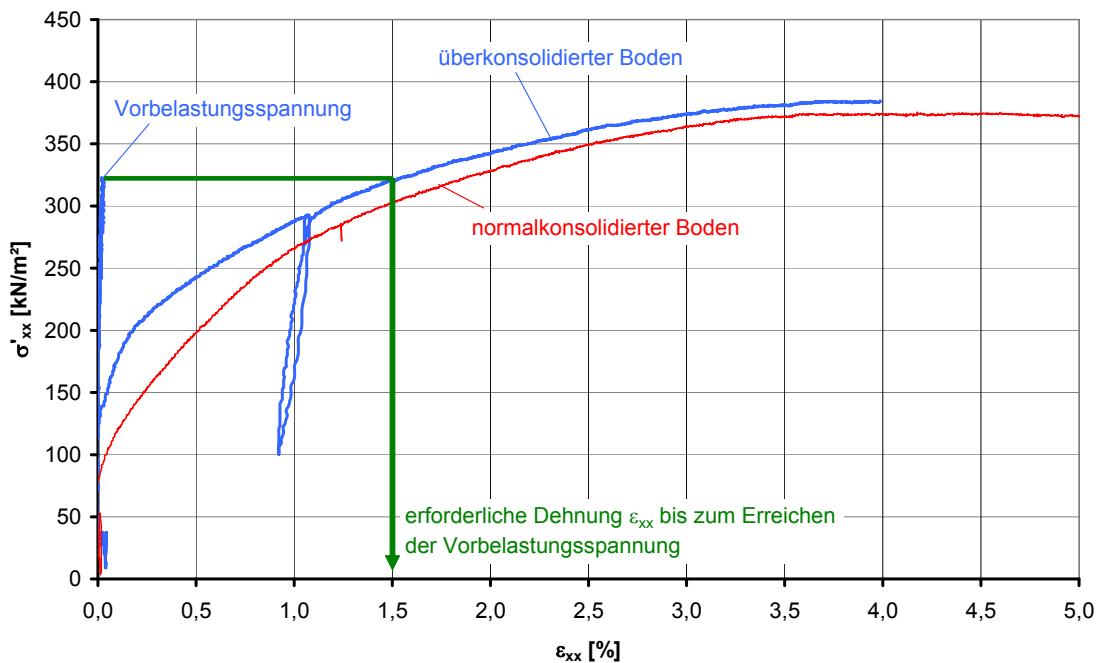


Bild 5.32: Biaxialversuch –  $\sigma'_{xx}$ - $\epsilon_{xx}$ -Diagramm – erforderliche Dehnung bis zum Erreichen der Vorbelastungsspannung (Versuch ük-16)

Die horizontale Ausgangsspannung vor Baugrubenaushub beträgt dabei bereits  $\sigma'_{xx,0} = 321 \text{ kN/m}^2$ , dies entspricht bereits 83,5 % der späteren Bruchspannung. Nach Reduzierung der Vertikalspannung auf  $\sigma'_{zz} = 100 \text{ kN/m}^2$  (Simulation des Baugrubenaushubs) ist für die Mobilisierung dieser Primärspannung eine Dehnung von 1,5 % erforderlich, dies entspricht 40,7 % bezogen auf die Bruchdehnung  $\epsilon_{xx,f}$ .

Die Ergebnisse der weiteren Versuche sind in Tabelle 5.8 zusammenfassend dargestellt.

Versuchs-Nr.	Spannung vor Aushub $\sigma'_{xx,01}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Spannung nach Aushub $\sigma'_{xx,02}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Erforderlicher Scherweg bezogen auf die Bruchdehnung $\epsilon_{xx}/\epsilon_{xx,f}$ zur Mobilisierung von $\sigma'_{xx,01}$ [%]	Verhältnis Ausgangs-/Bruchspannung $\sigma'_{xx,01}/\sigma'_{xx,f}$ [%]	Bruchdehnung $\epsilon_{zz,f}$ [%]
ük-10	287	108	38,9	80,6	2,69
ük-11	589	337	17,7	68,2	7,05
ük-12	332	87	100,0	103,1	4,50
ük-15	339	101	53,3	89,2	7,20
ük-16	321	79	40,7	83,5	3,75

Tabelle 5.8: Tabellarische Übersicht Biaxialversuche – Mobilisierung der Ausgangsspannung

Es ist ersichtlich, dass in Abhängigkeit vom Verhältnis der Ausgangs- zur Bruchspannung  $\sigma'_{xx,01}/\sigma'_{xx,f}$  teilweise erhebliche Verformungen erforderlich sind, bis die ehemalige Ausgangsspannung  $\sigma'_{xx,0}$  wieder vollständig mobilisiert ist. Bei ük-11 mit einem geringeren Verhältnis von

$\sigma'_{xx,01}/\sigma'_{xx,f}$  sind deutlich geringere Verformungen erforderlich. Somit kann erwartet werden, dass bei noch geringeren Ausgangsspannungen – also für Baugruben geringer Tiefe – bereits geringste Verformungen den durch die Entspannung infolge Baugrubenaushubs reduzierten Erddruck entsprechend den Überlegungen von WEIßENBACH & GOLLUB (1995) wieder mobilisieren. Für die hier betrachteten Spannungsverhältnisse liegt der Ansatz von WEIßENBACH & GOLLUB (1995) aber auf der unsicheren Seite. Für den Ausgangsspannungszustand sollte hier eine Erdruhedruckverteilung ab Baugrubensohle unter Berücksichtigung einer Überkonsolidation angesetzt werden. Dies kann mit der Formel (5.2) zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(oc)}$  erfolgen, wie nachfolgend gezeigt wird. In der Tabelle 5.9 sind die aus den Versuchen ermittelten Seitendruckbeiwerte den mit Formel (5.2) berechneten gegenübergestellt.

Versuchs-Nr.	Plastizitätszahl $I_p$ [%]	OCR [-]	Versuchsergebnisse		nach Formel (5.2)	
			$K_{0(OCR=1)}$ [-]	$K_{0(oc)}$ [-]	$K_{0(OCR=1)}$ [-]	$K_{0(oc)}$ [-]
ük-10	16,5	2,5	0,57	0,55	0,47	0,73
ük-11		2,5	1,18	1,64	0,47	0,73
ük-12		5,0	0,65	0,87	0,47	1,02
ük-15		5,5	0,61	1,01	0,47	1,06
ük-16		5,5	0,57	0,79	0,47	1,06

Tabelle 5.9: Auswertung Biaxialversuche – Seitendruckbeiwerte vor dem simulierten Baugrubenaushub ( $K_{0(OCR=1)}$ ) bzw. vor dem Abschervorgang ( $K_{0(oc)}$ )

Es ist zu berücksichtigen, dass die bereits beschriebenen Einflüsse bei der Probenherstellung und die Problematik der Kraftmessdosen die Versuchsergebnisse beeinflusst haben, so dass die Versuchsergebnisse streuen. Besonders bei dem Versuch ük-11 weichen die Versuchsergebnisse von den nach Formel (5.2) errechneten Werten ab.

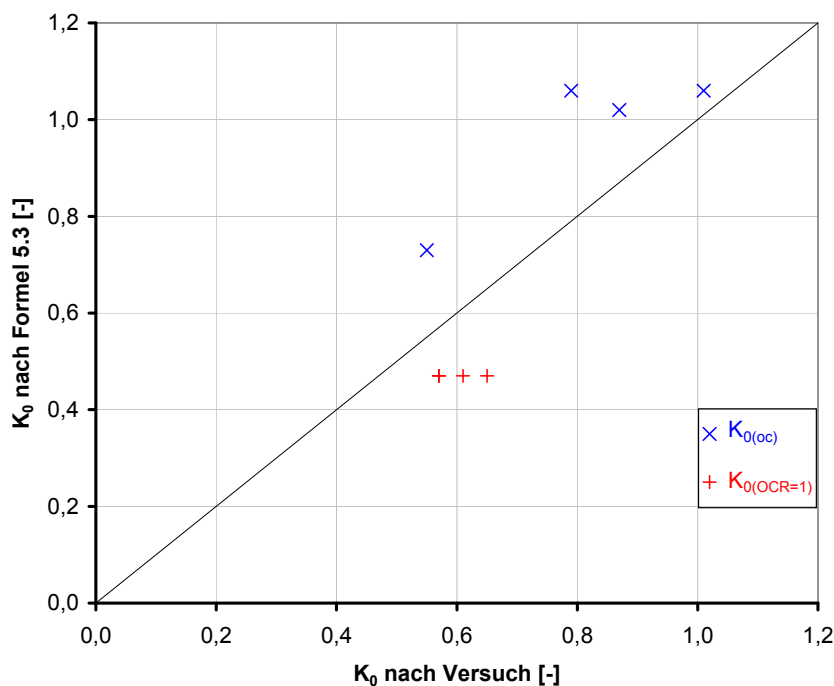


Bild 5.33: Vergleich der nach Formel (5.2) berechneten zu den aus den Versuchsergebnissen ermittelten Seitendruckbeiwerten  $K_0$  (ohne Versuch ük-11)

Nach Bild 5.33 ist ersichtlich, dass die im Versuch ermittelten Seitendruckbeiwerte unter Berücksichtigung einer natürlichen Streuung zutreffend beschrieben werden können.

### Sonderversuch ük-s-18

Bei dem Versuch ük-s-18 wurden die Vorgänge Baugrubenaushub und Wandverformung zeitgleich simuliert und somit realistische Spannungspfade abgebildet. Dazu wurde zunächst die Vertikalspannung von  $\sigma'_{zz} = 550 \text{ kN/m}^2$  auf  $\sigma'_{zz} = 275 \text{ kN/m}^2$  ohne simulierte Wandverformung reduziert, da beim Baugrubenaushub davon ausgegangen werden kann, dass erst ab einer bestimmten Aushubtiefe Wandbewegungen im Erdwiderlager auftreten. Anschließend wurden der Zeldruck um  $\Delta\sigma_{zz} = 0,25 \text{ kN/m}^2/\text{min}$  (Baugrubenaushub) reduziert und zeitgleich durch die Stempelbewegung um  $v_{xx} = 0,0005 \text{ mm/min}$  eine Verbauwandverformung simuliert. Der simulierte Baugrubenaushub ist bei ca.  $\varepsilon'_{xx} = 0,33 \%$  beendet und durch eine vertikale Linie neben den Versuchsergebnissen in einem  $\sigma'$ - $\varepsilon$ -Diagramm in Bild 5.34 grafisch dargestellt. Zu Vergleichszwecken sind zusätzlich die Versuche ük-16 und nk-17 angetragen.

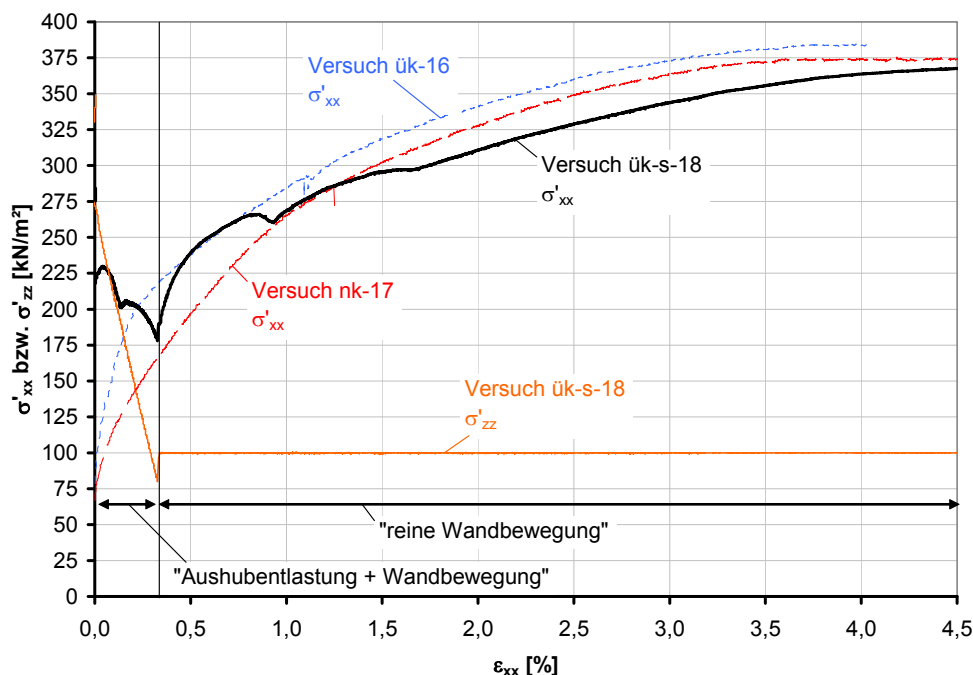


Bild 5.34: Auswertung Biaxialversuch ük-s-18 – gleichzeitige Simulation von Baugrubenaushub und Wandverformung

Bei dem Versuch ük-s-18 ist allerdings der innerhalb der Zelle liegende vertikale Verformungsmesser ausgefallen, so dass auf die Daten des außen liegenden Verformungsmessers zurückgegriffen werden musste. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die vertikale Probenverformung nicht direkt gemessen wird, sondern die Eigenverformungen des Versuchsgerätes (besonders des Versuchstempels, der innen liegenden Kraftmessdose sowie sämtliche Verformungen bei den Schraubverbindungen) die Ergebnisse beeinflussen. Dies zeigt sich besonders beim Übergang von einer Zug- in einer Druckbelastung innerhalb des Stempels (Drehung der Hauptspannungsrichtung im Punkt  $\sigma'_{zz} = \sigma'_{xx}$ ). Trotz des Ausfalls des inneren vertikalen Verformungsmessers kann aufgrund der Ergebnisse geschlossen werden, dass sich bei der gleichzeitigen Simulation des Baugrubenaushubs

und der Verbauwandverformung im Vergleich zu einem nacheinander ablaufenden Vorgang zunächst günstigere Verhältnisse ergeben, da die Horizontalspannungen nicht erst durch den simulierten Baugrubenaushub im gleichen Umfang reduziert werden, sondern durch die zeitgleich ablaufende Verformung in horizontaler Richtung stärker erhalten bleiben. Aber auch bei dem Sonderversuch ük-s-18 sind nennenswerte Verformungen erforderlich, bis die ursprünglichen Ausgangsspannungen wieder mobilisiert werden. Wie in Abschnitt 6 noch gezeigt wird, kann das Spannungs-Verformungs-Verhalten bei gleichzeitiger Simulation von Baugrubenaushub und Wandverformung rein durch eine Anpassung der Ausgangsspannung beschrieben werden, die durch Formel (5.2) ermittelt werden kann. Ist der Baugrubenaushub abgeschlossen, ist kein signifikanter Unterschied im Spannungs-Verformungsverhalten im Vergleich zu den Versuchen, bei denen der Baugrubenaushub und die Wandbewegung getrennt simuliert werden, feststellbar.

### 5.5.6 Zusammenfassung der Erkenntnisse aus den Biaxialversuchen

Folgende Erkenntnisse lassen sich aus den Versuchsergebnissen für eine Mobilisierungsfunktion ableiten:

- Es muss unterschieden werden, ob normalkonsolidierte oder überkonsolidierte Verhältnisse vorliegen, da ein signifikant unterschiedliches Mobilisierungsverhalten vorliegt.
- Nach den Versuchsergebnissen, die den Aushub einer tiefen Baugrube simulieren, sind deutliche Verschiebungen erforderlich, bis die infolge des simulierten Baugrubenaushubs reduzierten Spannungen wieder vollständig mobilisiert sind.
- Der Ausgangsspannungszustand sollte die Reduzierung der Horizontalspannungen ausgehend von der Erdrückdruckverteilung ab Geländeoberkante infolge Baugrubenaushubs berücksichtigen. Dazu können die Ausgangsspannungen unter Verwendung der Formel (5.2) zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes überkonsolidierter Böden verwendet werden.

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse und der vorliegenden Erkenntnisse wird im nachfolgenden Abschnitt eine Mobilisierungsfunktion für bindige, überkonsolidierte Böden abgeleitet.

## 6 Die Mobilisierungsfunktion des Erdwiderstandes für vorbelastete Böden

### 6.1 Allgemeines

Aus den in Abschnitt 5.5.6 zusammengefassten Ergebnissen der Laborversuche lassen sich Anforderungen an eine Mobilisierungsfunktion definieren.

- Gültigkeit für bindige Böden,
- Berücksichtigung einer Vorbelastung (Überkonsolidation infolge Aushubentlastung),
- Berücksichtigung der Tiefe unterhalb der Baugrubensohle (lokales Problem), da der Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  bei  $v = 0$  über die Tiefe nicht konstant ist.

Für jeden einzelnen Spiegelstrich lässt sich eine Mobilisierungsfunktion aus Abschnitt 2.2 finden, die die jeweilige Anforderung erfüllt, allerdings keine der genannten erfüllt sämtliche Anforderungen. Es war deshalb zunächst das Ziel zu untersuchen, ob eine bereits durch zahlreiche Untersuchungen bestätigte Mobilisierungsfunktion derart erweitert werden kann, dass alle Anforderungen erfüllt werden können. Die "Grundfunktion" sollte dazu bereits die Tiefe unterhalb der Aushubsohle (lokales Problem) berücksichtigen und relativ einfach sein, damit eine Erweiterung umgesetzt werden kann.

Dazu hat sich die Mobilisierungsfunktion von VOGT (1984) angeboten, die für nichtbindige Böden gilt und ausgehend von einem lokalen Problem entwickelt wurde. Aufgrund der Einfachheit ist die Formel für die hier vorliegende Problemstellung geeignet. VOGT hat in seiner Arbeit zunächst nur den Erdruchdruck ausgehend von der Baugrubensohle angesetzt.

Auf Basis der eigenen Untersuchungen gelang es dabei, die Mobilisierungsfunktion um folgende Aspekte zu erweitern:

- Berücksichtigung einer Vorbelastung
- Erweiterung auf bindige Böden

Dies erfolgt in zwei Stufen, wozu zunächst nur nichtbindige Böden und anschließend bindige Böden betrachtet werden.

### 6.2 Mobilisierungsfunktion für nichtbindige Böden

In einem ersten Schritt wird die Berücksichtigung einer Vorbelastung umgesetzt, die infolge des Aushubs bei jeder Baugrube entsteht. Die Erweiterung erfolgt auf Basis der eigenen Untersuchungsergebnisse zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(oc)}$  überkonsolidierter Böden (vgl. Abschnitt 5.3). Dazu wird in die Formel von VOGT der Seitendruckbeiwert  $K_0$  durch die eigene Formel (5.2) ersetzt und auf nichtbindige Böden erweitert. Für nichtbindige, normalkonsolidierte und überkonsolidierte Böden gilt somit folgende Formel

$$K_h = K_{0(oc)} + (K_{ph} - K_{0(oc)}) \cdot \frac{\frac{v(z_i)}{z_i}}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \quad (6.1)$$

mit

$$K_{0(oc)} = \begin{cases} K_{0(oc)} = a \cdot K_{0(nc)} \cdot \left( \frac{OCR^{1+\lambda} - OCR}{OCR_{max}} + 1 \right) & \text{für } K_{0(oc)} \leq K_{ph} \\ K_{0(oc)} = K_{ph} & \text{für } K_{0(oc)} > K_{ph} \end{cases} \quad (6.2)$$

und  $\lambda = \sin(\varphi')$  (nach MAYNE et al. (1982))

$a = 1,0$  bei nichtbindigen Böden

$$K_{0(nc)} = 1 - \sin(\varphi')$$

$$OCR = \frac{\max \sigma'_v}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_v + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_v}$$

$$OCR_{max} = \frac{\max \sigma'_v}{\min \sigma'_v}$$

$v(z_i)$  Wandverschiebung auf Höhe  $z_i$  [m]

$z_i$  Tiefe unter BGS [m]

$b$  dimensionsloser Parameter – Beschreibung der Steifigkeit des Materials

$K_{ph}$  Erddruckbeiwert aus dem Reibungsanteil (bei voll mobilisiertem Erdwiderstand)

Abweichend von den Untersuchungsergebnissen zur Bestimmung des Seitendruckbeiwertes überkonsolidierter, bindiger Böden erfolgt hier eine Anpassung für nichtbindige Böden. In der Formel (5.2) wird für nichtbindige Böden ohne Abgleich mit eigenen Untersuchungen  $K_{0(nc)} = 1 - \sin \varphi'$  und  $\lambda = \sin \varphi'$  entsprechend den Ergebnissen von JAKY (1948) und MAYNE et. al (1982) angesetzt.

Der Faktor  $z_i$ , der die Tiefe unterhalb der Baugrubensohle angibt, ist keine absolute Größe, sondern bezieht sich jeweils auf die tatsächliche Baugrubensohle (Zwischenaushubsohle) (siehe Bild 6.1).

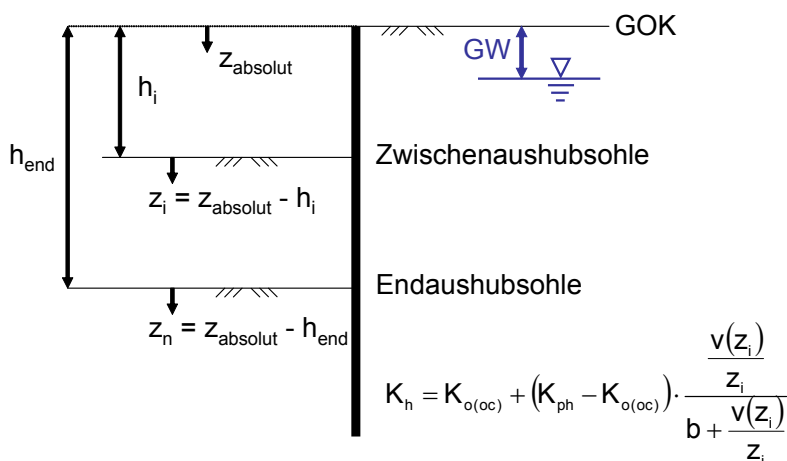


Bild 6.1: Definition der Eingangsgrößen für Formel (6.1)

Die aus der Vorbelastung erhaltenen horizontalen Spannungen bleiben bei diesem Ansatz nicht in der gleichen Höhe erhalten, wie es zum Beispiel WEIßENBACH & GOLLUB (1995) oder der Bettungsmodulansatz in der EAB, EB 102 empfehlen. Bei sehr tiefen Baugruben mit sehr hohen Entlastungen durch den Baugrubenaushub kann aber der ursprüngliche Erdruhedruck teilweise größer sein als der maximal mobilisierbare Erdwiderstand. Deshalb werden im aktuellen Ansatz als Vorbe-

lastungsspannung nur die horizontalen Erddruckspannungen angesetzt, die sich infolge einer Aushubentlastung ergeben (vgl. auch 5.5.5).

Bei den durchgeführten Biaxialversuchen konnte aus den Ergebnissen abgeleitet werden, dass nach Rückgang des ursprünglichen Erddruckes durch die Aushubentlastung bis zum Erreichen der Vorbelastungsspannung nennenswerte Verformungen erforderlich sind. (vgl. Bild 5.32). Im Vergleich zu einem nicht vorbelasteten Boden sind die Verformungen jedoch deutlich geringer.

### 6.3 Mobilisierungsfunktion für bindige Böden

In einem zweiten Schritt wird die Mobilisierungsfunktion auf bindige Böden erweitert. Für bindige Böden muss zusätzlich ein Kohäsionsanteil berücksichtigt werden. Allerdings liegen zur Mobilisierung des Erdwiderstandes bei bindigen Böden bislang erst wenige Erfahrungen vor. SCHMERTMANN & OSTERBERG (1960) haben ungestörte Tonproben mit dem so genannten CFS-Test im Triaxialgerät bei drainierten Verhältnissen untersucht. Dazu können entweder mehrere Einzelproben verwendet werden, die alle isotrop mit der gleichen Spannung konsolidiert werden, oder es wird das Verfahren des "curve-hopping" angewendet. Details zum "curve-hopping" können SCHMERTMANN & OSTERBERG (1960) entnommen werden.

Sie haben durch die Versuche an ungestörten Tonproben herausgefunden, dass die Kohäsion bereits bei kleinen Dehnungsverhältnissen einen Peakwert erreicht und anschließend mit zunehmender Dehnung die Kohäsion wieder abnimmt. Im Gegensatz dazu benötigt der Reibungsanteil deutlich größere Dehnungen bis zur vollen Mobilisierung (vgl. Abschnitt 2.2).

Die Ergebnisse von eigenen drainierten Triaxialversuchen, bei denen die natürlichen Proben vor dem Abschervorgang isotrop überkonsolidiert wurden, bestätigen das von SCHMERTMANN & OSTERBERG (1960) berichtete Mobilisierungsverhalten. Die Kohäsion  $c'$  erreicht bereits bei 30 % der Bruchdehnung das Maximum und fällt anschließend leicht wieder ab. Der Reibungswinkel  $\varphi'$  wird annähernd gleichmäßig bis zum Erreichen der Bruchdehnung mobilisiert.

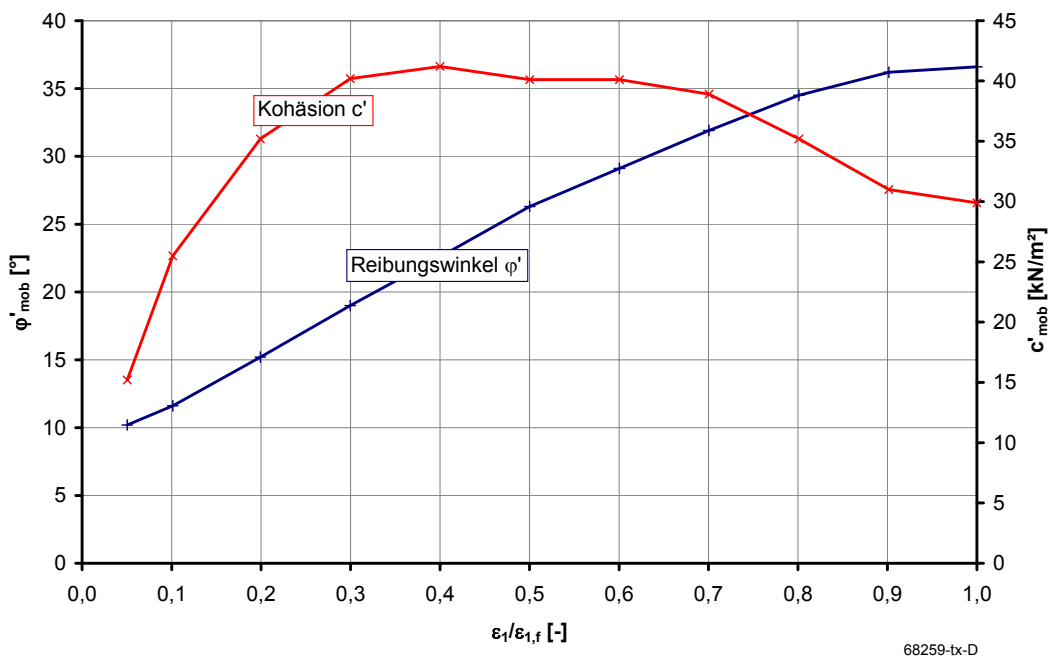
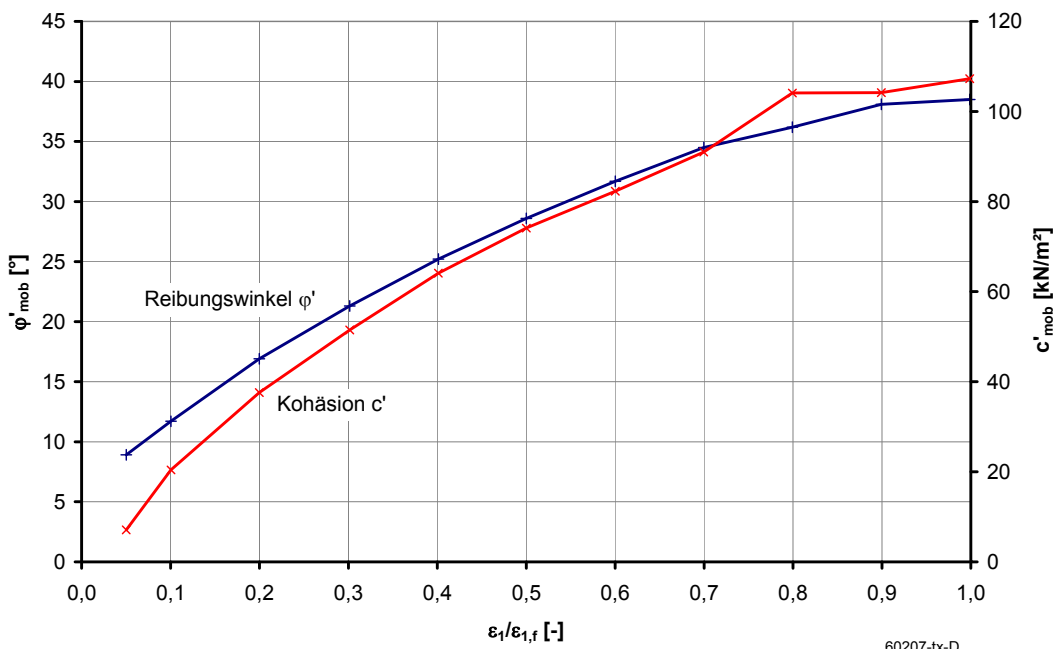


Bild 6.2: Auswertung CD-Versuch natürliche Probe – überkonsolidiert -  $\varphi_{mob}$  und  $c_{mob}$  in Abhängigkeit von  $\varepsilon_1/\varepsilon_f$



Bei der Auswertung von drainierten Triaxialversuchen, bei denen die natürlichen Proben vor Abscherung nicht auf ein höheres Niveau als die Abscherspannung konsolidiert wurden (normalkonsolidiert), wurde dagegen ein von dem oben Beschriebenen abweichendes Mobilisierungsverhalten festgestellt. Hier wurden der Reibungswinkel  $\varphi'$  und die Kohäsion  $c'$  in Abhängigkeit von  $\varepsilon_1/\varepsilon_{1,f}$  im gleichen Umfang mobilisiert.



60207-tx-D

Bild 6.3: Auswertung CD-Versuch natürliche Probe – normalkonsolidiert -  $\varphi_{mob}$  und  $c_{mob}$  in Abhängigkeit von  $\varepsilon_1/\varepsilon_f$

Um die Unterschiede hinsichtlich des Mobilisierungsverhaltens des Reibungs- bzw. Kohäsionsanteils zwischen Proben, die im drainierten Triaxialversuch normalkonsolidiert oder überkonsolidiert wurden, feststellen zu können, wurden die Versuche numerisch mit dem FE-Programm PLAXIS und dem Stoffmodell "Hardening-Soil" simuliert. Dabei wurden folgende Kennwerte bei beiden Versuchen angesetzt:

Hardening-Soil		
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20 / 10
Kohäsion $c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	9,7
Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	30,9
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	10,0
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2700
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	2700
Wiederbelastungs-/Entlastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	7000
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	[kN/m <sup>2</sup> ] / [-]	100 / 0,8
Querdehnzahl für Wiederbe- und Entlastung $\nu_{ur}$	[-]	0,2

Tabelle 6.1: Bodenkenngrößen

Details zum verwendeten Stoffmodell können Abschnitt 7.1.1 entnommen werden. In Bild 6.4 sind die Ergebnisse in einem  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 - \varepsilon_1 /$  Diagramm grafisch dargestellt.

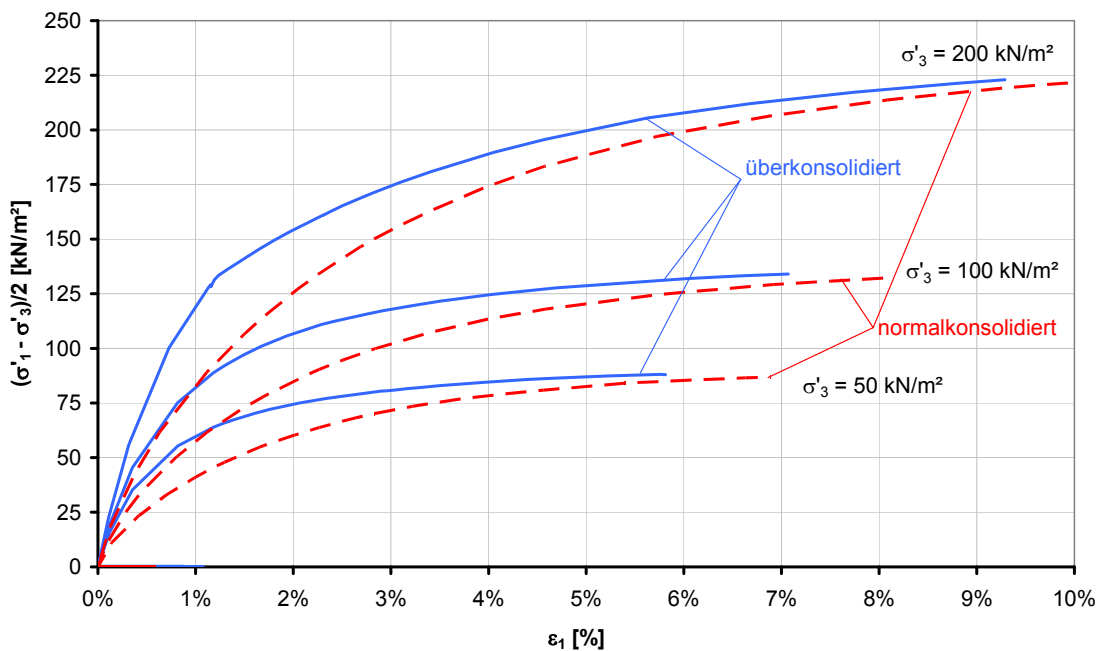


Bild 6.4: FE-Berechnungen – Ergebnisse der Versuche an einer normalkonsolidierten und einer überkonsolidierten Probe im  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 - \varepsilon_1$  Diagramm

Die Ergebnisse der Triaxialversuche wurden nun entsprechend den Angaben von WITTLINGER (1994) ausgewertet und in Bild 6.5 dargestellt.

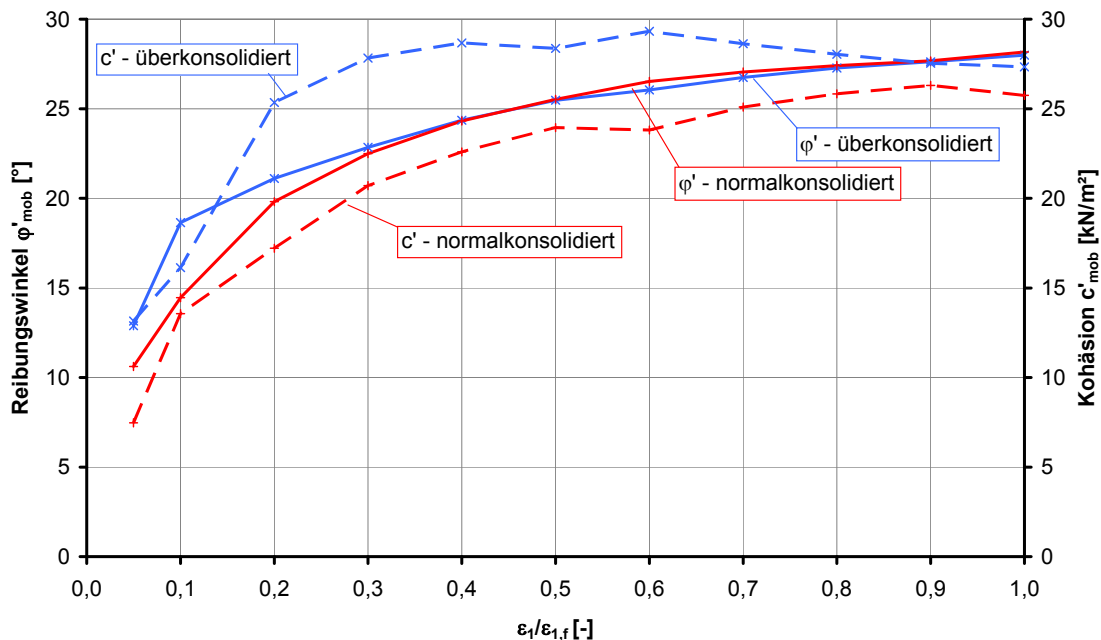


Bild 6.5: FE-Berechnungen – mobilisierter Reibungswinkel  $\varphi'_{\text{mob}}$  bzw. mobilisierte Kohäsion  $c'_{\text{mob}}$  in Abhängigkeit vom Verhältnis  $\varepsilon_1/\varepsilon_{1,f}$

Demzufolge wurden bei dem simulierten Versuch unter normalkonsolidierten Verhältnissen entsprechend dem eigenen Laborversuch der Reibungs- und Kohäsionsanteil in Abhängigkeit von der

Verformung im gleichen Umfang mobilisiert. Dagegen waren beim simulierten Versuch unter überkonsolidierten Verhältnissen deutlich geringere Verformungen zur vollständigen Mobilisierung des Kohäsionsanteils  $c'$  erforderlich als für den Reibungsanteil  $\varphi'$ . Hier waren lediglich 30 % der Bruchdehnung zur maximalen Mobilisierung des Kohäsionsanteils erforderlich.

Aus den Ergebnissen kann abgeleitet werden, dass bei überkonsolidierten Verhältnissen die zwei Bodenparameter Scherwinkel und Kohäsion mit unterschiedlichem Mobilisierungsverhalten in einem Mobilisierungsansatz zu berücksichtigen sind. Im nachfolgenden Mobilisierungsansatz wird deshalb der in Abschnitt 6.2 vorgestellte Mobilisierungsansatz um einen Kohäsionsanteil erweitert. Zusätzlich wird ein dimensionsloser Parameter  $n$  eingefügt, der das unterschiedliche Mobilisierungsverhalten zwischen Reibungs- und Kohäsionsanteil berücksichtigt. Der Parameter  $n$  gibt dabei an, welcher Anteil von der Bruchdehnung bis zur maximalen Mobilisierung des Kohäsionsanteils erforderlich ist. Es ergibt sich folgende Mobilisierungsfunktion für bindige Böden:

$$K_h = K_{0(oc)} + \frac{v(z_i)}{z_i} \left( \frac{(K_{ph} - K_{0(oc)})}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} + \frac{K_{phc}}{n \cdot b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \right) \quad (6.3)$$

mit

$$K_{0(oc)} = \begin{cases} K_{0(oc)} = a \cdot K_{0(nc)} \cdot \left( \frac{OCR^{1+\lambda} - OCR}{OCR_{max}} + 1 \right) & \text{für } K_{0(oc)} \leq K_{ph} \\ K_{0(oc)} = K_{ph} & \text{für } K_{0(oc)} > K_{ph} \end{cases}$$

und  $\lambda = \frac{10^{-I_p}}{1,85}$  und  $I_p$  [%] (verwendete Konstante nach ALPAN)

$a = 1,00$  für Proben ohne Verfestigungen (oder Konkretionen)

$a = 0,65$  für Proben mit Verfestigungen (oder Konkretionen)

$K_{0(nc)} = (0,19 + 0,233 \cdot \log I_p)$

$$OCR = \frac{\max \sigma'_v}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_v + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_v}$$

$$OCR_{max} = \frac{\max \sigma'_v}{\min \sigma'_v}$$

$v(z_i)$  Wandverschiebung

$z_i$  Tiefe unter BGS

$b$  dimensionsloser Parameter – Beschreibung der Steifigkeit des Materials

$n$  dimensionsloser Parameter – Beschreibung des unterschiedlichen Mobilisierungsverhaltens von Reibung und Kohäsion

$K_{ph}$  Erddruckbeiwert aus dem Reibungsanteil (bei voll mobilisiertem Erdwiderstand)

$K_{phc}$  Erddruckbeiwert aus dem Kohäsionsanteil (bei voll mobilisiertem Erdwiderstand)

$$K_{phc} = \frac{2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ph}}}{\gamma \cdot z} \quad (\text{Näherung; gilt exakt nur für } \delta = 0)$$

In Bild 6.6 sind die Ergebnisse eines Biaxialversuches an einer normalkonsolidierten Probe (nk-17) und eines Biaxialversuches an einer überkonsolidierten Probe (ük-16) in einem Erddruckbeiwert – Verformungsdiagramm grafisch dargestellt (vgl. Abschnitt 5.5.5). Die beiden Versuchsverläufe wurden mit obiger Mobilisierungsfunktion angenähert und ebenfalls im Diagramm dargestellt. Dazu wurden die Erddruckbeiwerte  $K_{ph}$  und  $K_{phc}$  aus den Scherparametern  $\varphi' = 30,2^\circ$  und  $c' = 21,5 \text{ kN/m}^2$  entsprechend den Ergebnissen der Biaxialversuche (vgl. Bild 5.28) ermittelt. Dabei werden ein Erddruckneigungswinkel von  $\delta = 0$  sowie  $K_{ph} = 3,02$  und  $K_{phc} = 0,75$  und eine Vertikalspannung von  $\sigma' = 100 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Zugehörig zu der im Biaxialversuch angesetzten Spannung von  $\sigma'_{zz} = 100 \text{ kN/m}^2$  wurde für die Tiefe  $z = 9 \text{ m}$  ( $\approx \sigma'_{zz} / \gamma'$ ) angesetzt.

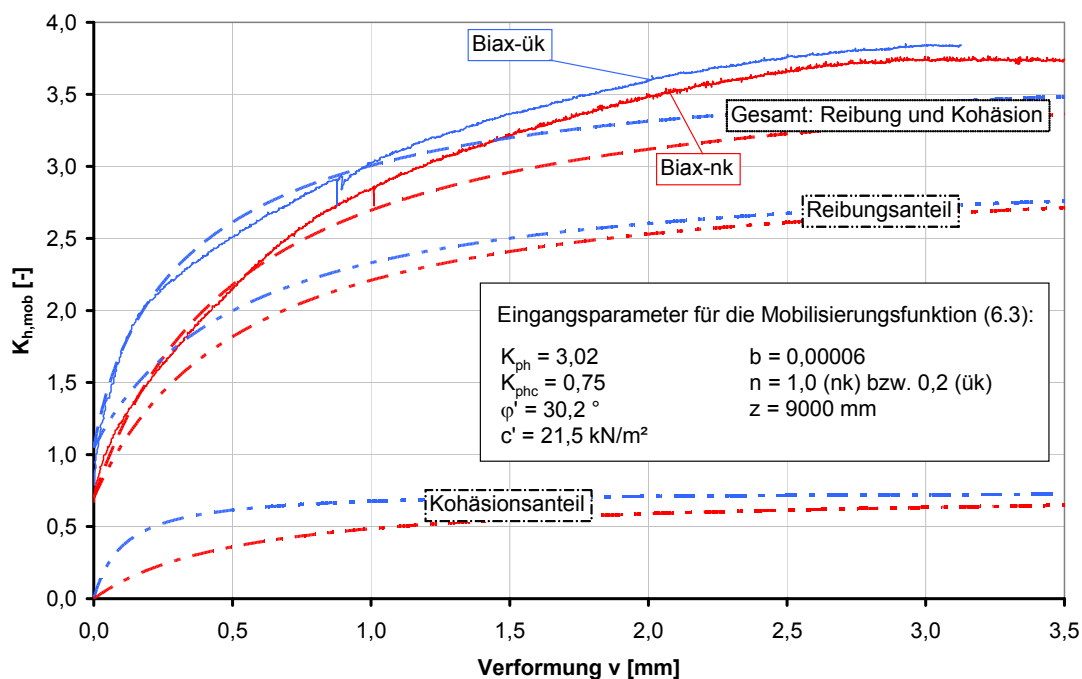


Bild 6.6:  $K_{h,mob}$ - $v$ -Diagramm – Vergleich Ergebnis Biaxialversuche (ük-16 und nk-17 – Versuch: durchgezogene Linien) mit Mobilisierungsfunktion (gestrichelte Linien) nach Formel (6.3)

Aus dem Bild 6.6 wird ersichtlich, dass die Ergebnisse der Biaxialversuche sowohl für den normalkonsolidierten (nk) als auch für den überkonsolidierten (ük) Fall sehr gut abgebildet werden können. Zusätzlich ist die Mobilisierung des Erddruckes getrennt nach dem Reibungs- und dem Kohäsionsanteil grafisch dargestellt. An dem Beispiel ist zu erkennen, dass der Faktor  $n$  das Mobilisierungsverhalten des Kohäsionsanteils beeinflusst. Bei dem überkonsolidierten Fall (blaue Linie) wurde  $n = 0,2$  angesetzt. Somit wird der Kohäsionsanteil bei dem überkonsolidierten Versuch bereits deutlich früher vollständig geweckt als bei dem normalkonsolidierten Fall (hier mit  $n = 1,0$ ). Der Faktor  $n$  wurde dabei aus den in Bild 6.2 bzw. Bild 6.3 dargestellten Ergebnissen abgeleitet. Für den überkonsolidierten Fall wurde dabei der Faktor  $n$  nicht am Peak-Wert der Kohäsion ( $n = 0,3$ ) bestimmt, sondern bereits bei erstem Erreichen der Kohäsion  $c$ , die dem Bruchzustand entspricht (vgl. Bild 6.2).

In einem weiteren Schritt wird überprüft, ob die Mobilisierungsfunktion auch Zwischenaushubzustände abbilden kann. Dazu erfolgt zunächst ein Vergleich mit dem Biaxialversuch ük-s-18, bei dem der Baugrubenaushub und die Wandverschiebung gleichzeitig simuliert wurden. Die in Bild 6.6 angegebenen Parameter für die Mobilisierungsfunktion wurden beibehalten. Lediglich  $K_{0(oc)}$  ändert

sich infolge der linearen Reduzierung von  $\sigma'_{zz} = 275 \text{ kN/m}^2$  auf  $\sigma'_{zz} = 100 \text{ kN/m}^2$  und somit auch die Tiefe von  $z = 24,9 \text{ m}$  bis  $z = 9,0 \text{ m}$ .

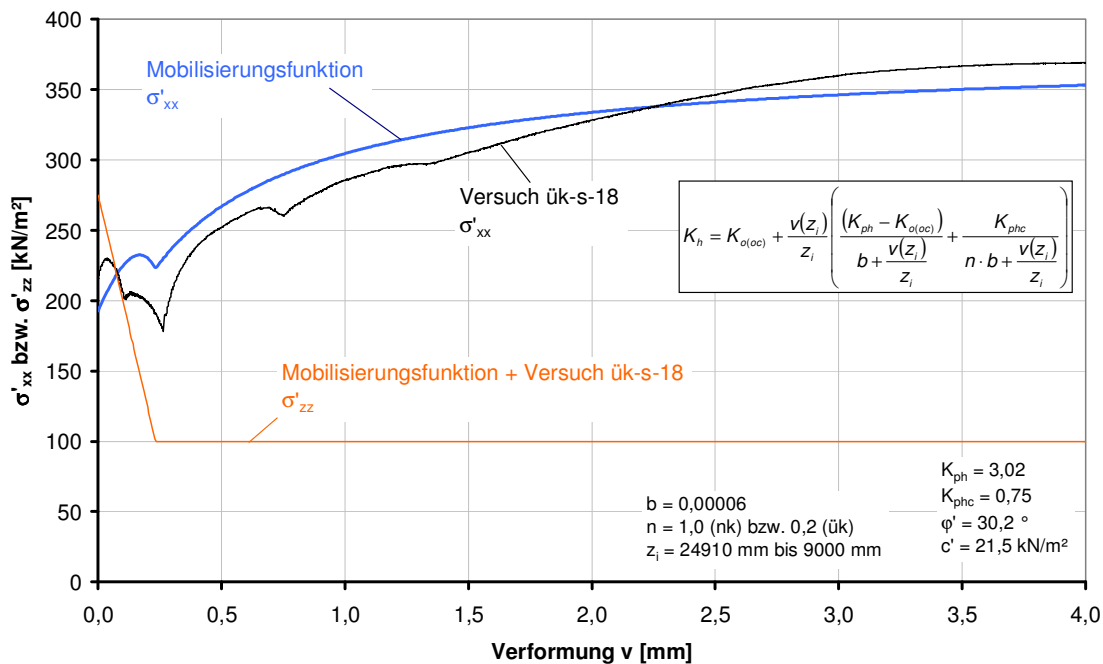


Bild 6.7: Vergleich Biaxialversuch ük-s-18 mit Mobilisierungsfunktion

Es ist ersichtlich, dass auch die Ergebnisse des Sonderversuches ük-s-18 mit der Mobilisierungsfunktion annähernd abgebildet werden können. Hierbei ist zu beachten, dass bei dem Biaxialversuch ük-s-18 gemäß den Angaben in Abschnitt 5.5.5 der innere Wegaufnehmer ausgefallen ist, so dass der äußere, hier in der Kurve angetragene Wegaufnehmer besonders bei der Drehung der Hauptspannungsrichtung auch Verformungen des Gerätes erfasst hat. Dies erklärt die unplausiblen Knicke beim Versuch ük-s-18 in Bild 6.7.

Eine Gegenüberstellung von Ergebnissen aus numerischen Berechnungen bei Baugruben und den Ergebnissen der Mobilisierungsfunktion erfolgt in Abschnitt 8.7.

## 6.4 Zusammenfassung

Es wurde gezeigt, dass die neue Mobilisierungsfunktion die Ergebnisse der Biaxialversuche zutreffend abbilden kann. Nachfolgend sind die Vorteile der neuen Funktion stichpunktartig angegeben:

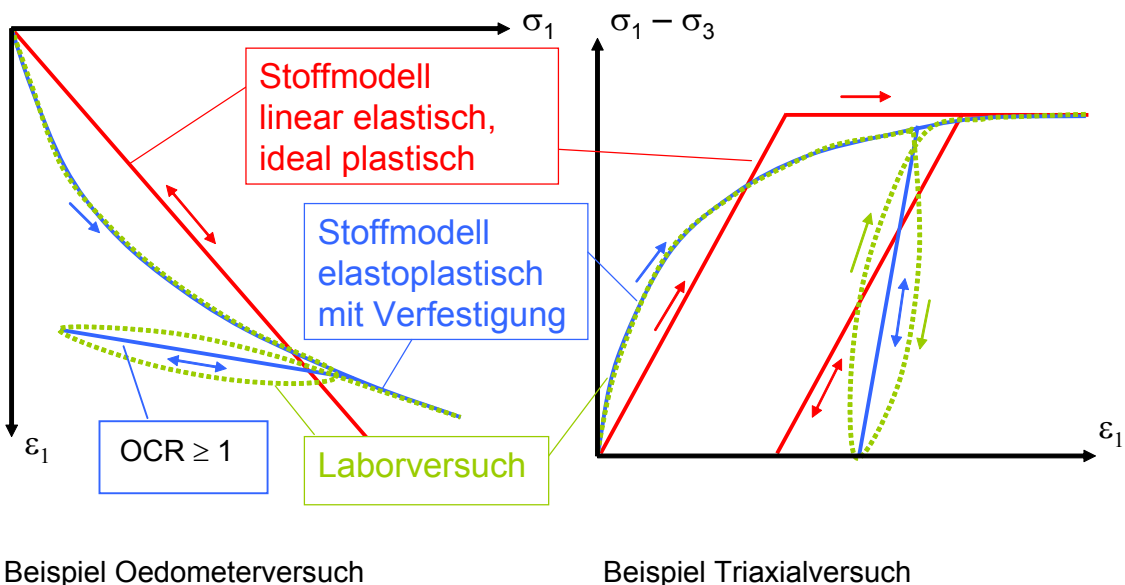
- Gilt für nichtbindige und bindige Böden.
- Funktioniert auch bei tiefen Baugruben, bei denen die Ausgangsspannung vor Baugrubenaushub größer ist als die zu mobilisierende Erdwiderstandsspannung nach Baugrubenaushub.
- Lokale Mobilisierungsfunktion, muss nicht in Bezug zu den Wandbewegungsarten einer starren Wand (Kopfpunktdrehung, Fußpunktdrehung, Parallelverschiebung) gebracht werden.
- Einfacher Ansatz, kann auch bei Handrechnungen verwendet werden und ist leicht zu programmieren.
- Bei Überschreitung des Scherweges, der zur 100 %igen Mobilisierung erforderlich ist, steigt der Erddruck nicht weiter an (Begrenzung auf  $e_{p,\text{max}}$ ).

## 7 Numerische Simulation der Spannungsgeschichte und der Mobilisierung des Erdwiderstandes vorbelasteter Böden

### 7.1 Wissensstand / Überblick über die verwendeten Stoffmodelle

Die Nutzung der Finiten-Element Methode für komplexe geotechnische Fragestellungen hat in den letzten Jahren stark zugenommen. Dazu hat die Weiterentwicklung der Programme und der implementierten Stoffmodelle beigetragen, die die Anwendung der FEM für geotechnische Fragestellungen in einem zeitlich vertretbaren Rahmen ermöglicht.

Dabei stehen dem Anwender verschiedene Stoffmodelle für die Berechnungen zur Verfügung, zwischen denen er zu entscheiden hat. Einfache Stoffmodelle, wie zum Beispiel linear elastische, ideal plastische Stoffmodelle führen zu kurzen Rechenzeiten und sind für die Ermittlung von Grenzzuständen eventuell noch ausreichend, für Gebrauchstauglichkeitsnachweise bilden sie die Eigenschaften des Baugrundes nicht hinreichend ab. Die Grenzen solcher Stoffmodelle werden schon bei der einfachen Modellierung von Oedometer- oder Triaxialversuchen deutlich (vgl. Bild 7.1). Grundlegende Bodeneigenschaften wie die spannungsabhängige Steifigkeit, das unterschiedliche Spannungs-Verformungsverhalten bei Erst- und Ent-/Wiederbelastung oder der Einfluss des Seitendruckbeiwertes  $K_0$  können allenfalls unzureichend abgebildet werden.



Beispiel Oedometerversuch

Beispiel Triaxialversuch

Bild 7.1: Vergleich von Stoffmodellen bei der Nachrechnung von Standardversuchen: linear elastisch, ideal plastisch gegenüber elastoplastisch mit Verfestigung (aus [25])

Abhilfe schaffen höherwertige Stoffmodelle. Neben Standardmaterialparametern wie zum Beispiel dem Reibungswinkel, dem Steifemodul oder dem Durchlässigkeitsbeiwert erfordern solche Stoffmodelle zusätzliche Eingangsgrößen (z.B. Parameter zur Bestimmung der Kurvenform nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, Überkonsolidierungsverhältnis OCR, Steifigkeiten bei oedometrischer und deviatorischer Erst- und Wiederbelastung), deren labortechnische Ermittlung Son-

erversuche erfordern, für die aktuell nur wenige Erfahrungen vorliegen. Deshalb werden über deren Größe in Baugrundgutachten bzw. in geotechnischen Berichten in der Regel keine Angaben gemacht.

In der vorliegenden Arbeit werden Stoffmodelle verwendet, die der Familie der elastoplastischen Stoffmodelle zugeordnet werden können. Sie basieren auf der Annahme, dass Verformungen in elastische und plastische Anteile aufgeteilt werden können. Dabei wird angenommen, dass plastische Verformungsanteile erstmalig auftreten, wenn eine oder mehrere so genannte Fließbedingungen erfüllt sind ( $f^i(x)=0$ ). Diese Bedingungen werden mit Funktionen beschrieben, die unterschiedliche Eingangsgrößen wie Spannungen, Verzerrungen und Materialparameter enthalten können.

### 7.1.1 Elastoplastische Stoffmodelle ("Hardening-Soil" Modell)

Nachfolgend wird näher auf elastoplastische Stoffmodelle mit Verfestigung eingegangen. Zur Beschreibung der Eigenschaften solcher Stoffmodelle werden beispielhaft Formeln des Stoffmodells "Hardening-Soil" verwendet, welches im FE-Programm PLAXIS implementiert ist. Ein ähnliches Stoffmodell mit dem Namen "Gran" wird beispielsweise im Programmsystem SOFISTIK angeboten. Nachfolgend werden nur die wesentlichen Eigenschaften dargestellt. Für detaillierte Angaben wird auf SCHANZ (1998) verwiesen.

Die Hauptmerkmale sind:

- spannungsabhängige Steifigkeit
- Unterscheidung zwischen Erst- und Ent- bzw. Wiederbelastung
- plastische Verformungen bei isotroper Erstbelastung
- plastische Verformungen bei deviatorischer Erstbelastung bereits vor dem Erreichen der Versagens-Fließfläche
- Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb

Neben den Scherparametern Reibungswinkel  $\varphi'$  und Kohäsion  $c'$ , die die Grenzbedingung nach Mohr-Coloumb beschreiben, sowie dem Dilatanzwinkel  $\psi$ , der das volumetrische Dehnungsverhalten bei Schubbeanspruchung nahe des Grenzzustandes beschreibt, werden Eingangsgrößen für die Beschreibung der spannungsabhängigen Steifigkeit benötigt.

Als Grundlage für die Beschreibung der Steifigkeitserhöhung bei zunehmender Kompressionsbeanspruchung gilt die Beziehung von OHDE (1939):

$$E = E_0 \left( \frac{p}{p_0} \right)^\alpha \quad (7.1)$$

Zur Unterscheidung zwischen primärer Kompressions- und Deviatorbeanspruchung sowie zwischen Erst- und Ent- bzw. Wiederbelastung werden im "Hardening-Soil" Stoffmodell drei spannungsabhängige E-Moduln definiert:

$$\text{Kompressive Erstbelastung} \quad E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_1 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (7.2)$$

$$\text{Deviatorische Erstbelastung} \quad E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (7.3)$$

Ent- / Wiederbelastung 
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_3 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{ref} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \tag{7.4}$$

Im Hinblick auf eine dimensionsgerechte Beschreibung ist für den jeweiligen E-Modul die Eingabe einer Referenzsteifigkeit  $E^{ref}$  erforderlich, die bei der Referenzspannung  $p^{ref}$  gilt. Über den Exponenten  $m$  wird in Abhängigkeit von der größten ( $\sigma'_1$ ) bzw. kleinsten ( $\sigma'_3$ ) effektiven Hauptspannung die spannungsabhängige Steifigkeit gesteuert.

In Bild 7.2 ist beispielhaft der Steifigkeitsverlauf bei deviatorischer Erstbelastung bei einer Referenzsteifigkeit von  $E_{50}^{ref} = 80 \text{ MN/m}^2$  für drei unterschiedliche Exponenten  $m$  grafisch dargestellt.  $E_{50}^{ref}$  ist hierbei als Sekantenmodul bei 50 % der maximalen Deviatorspannung  $q_f$  bei einer Referenzspannung von  $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  definiert (siehe auch Bild 7.4).

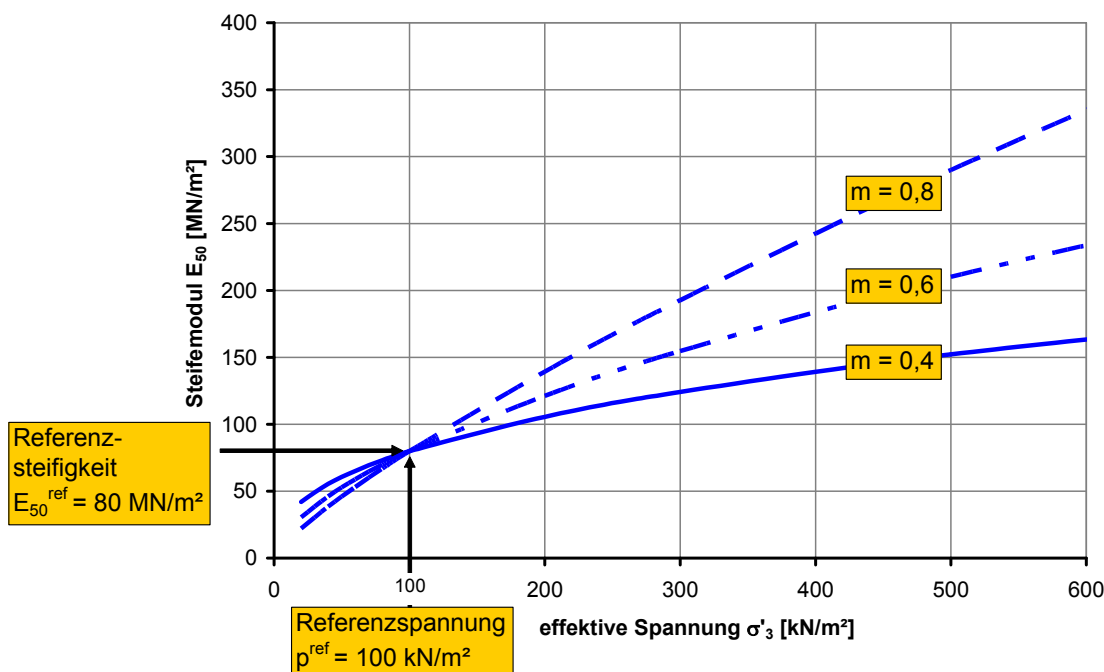


Bild 7.2: Beispiel spannungsabhängige Steifigkeit bei deviatorischer Erstbelastung

Bei elastisch-plastischen Stoffmodellen kann die Spannungsrate mit dem Produkt aus elastischer Steifigkeitsmatrix und elastischer Dehnungsrate angegeben werden:

$$\dot{\sigma}' = D^e (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^p) \tag{7.5}$$

mit

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p \tag{7.6}$$

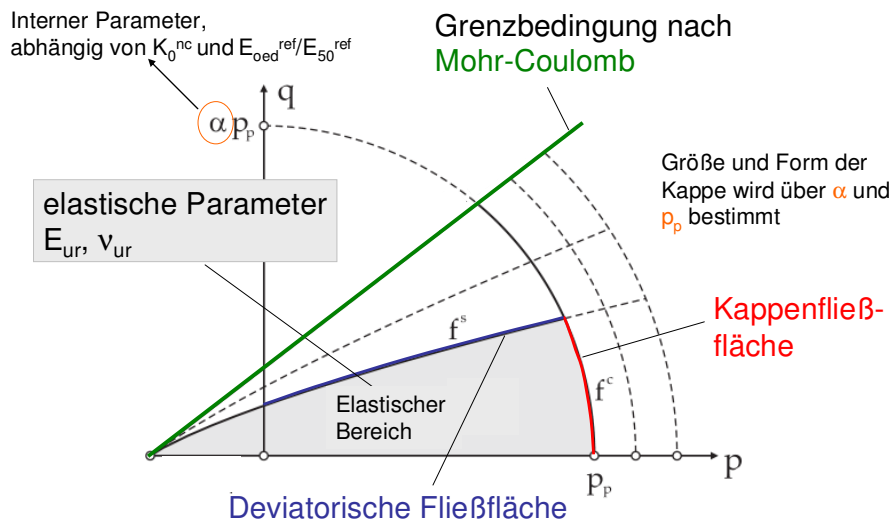
Die elastische Steifigkeitsmatrix enthält beim Stoffmodell Hardening-Soil die Parameter des E-Moduls für Ent- und Wiederbelastung  $E_{ur}$  und die Querdehnzahl  $\nu_{ur}$ . Bei rein elastischen Verhalten ist  $\dot{\epsilon}^p$  gleich Null. Ein plastischer Dehnungsanteil kann nur auftreten, wenn die Spannungen die allgemeine Fließbedingung



$$f(\underline{\sigma}^i) = 0 \quad (7.7)$$

erfüllen (ZIENKIEWICZ 1975). Hierzu werden im Spannungsraum Referenzflächen eingeführt, die so genannten Fließflächen, die den elastischen Bereich nach außen hin abgrenzen (SCHANZ, 1998).

Im "Hardening-Soil" Stoffmodell sind 2 Fließflächen integriert, die deviatorische Fließfläche  $f^s$  und die Kappen-Fließfläche  $f^c$  (vgl. Bild 7.3).



$$f^s = \frac{q_a}{E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} - \frac{2 \cdot q}{E_{ur}} - \gamma^{ps}$$

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2 \quad \text{mit}$$

$$\tilde{q}^2 = \sigma'_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma'_2 - \delta \cdot \sigma'_3 \quad \text{und} \quad \delta = \frac{3 + \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

Bild 7.3: Fließflächen und Grenzbedingung am Beispiel des Stoffmodelles Hardening-Soil

Die Fließfläche  $f^s$  (siehe Bild 7.3) wurde aus der auf KONDNER & ZELASKO (1963) zurückgehende hyperbolischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung abgeleitet (SCHANZ, 1998), mit der drainierte triaxiale Spannungs-Dehnungskurven mit guter Übereinstimmung abgebildet werden können.

Unter Vernachlässigung der Dilatanz, also der Vereinfachung, dass bei Scherbeanspruchung die volumetrischen Dehnungen vernachlässigt werden können, gilt für die plastische Schubdehnung:  $\gamma^{ps} = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p$ . Bei Erstbelastung ( $f^s = 0$ ) reduziert sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehung auf die oben genannte hyperbolische Beziehung

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{q_a - q} \quad (7.8)$$

Diese Beziehung ist in Bild 7.4 am Beispiel eines Triaxialversuches mit konstantem Seitendruck grafisch dargestellt.

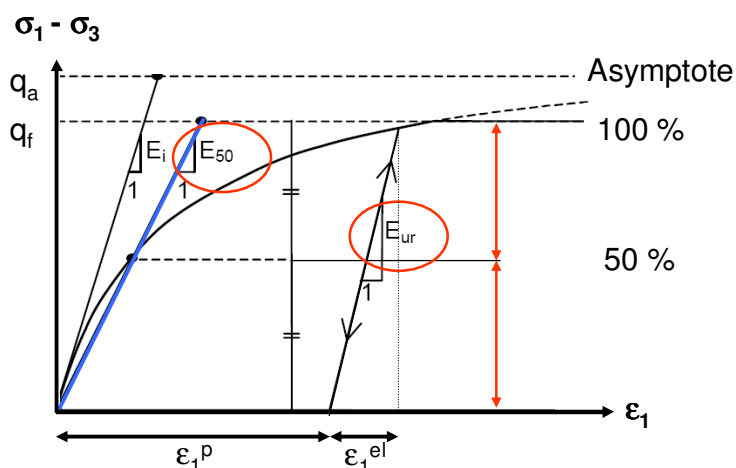


Bild 7.4: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei triaxialer Beanspruchung

Dabei sind die isotrope Hauptspannung  $p'$  und die Deviatorspannung  $q$  definiert zu:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (7.9)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left( (\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2) \right)} \quad (7.10)$$

Für triaxiale Spannungszustände reduzieren sich  $p'$  und  $q$  auf:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2 \cdot \sigma'_3) \quad (7.11)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (7.12)$$

Die Deviatorspannung  $q$  nähert sich mit steigendem  $\varepsilon_1$  asymptotisch dem Wert  $q_a$ . Dieser korreliert mit dem Faktor  $1/R_f$  mit der maximal möglichen Deviatorspannung  $q_f$ .

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{und} \quad q_f = (c' \cdot \cot \varphi' + \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (7.13)$$

Nach DUNCAN und CHANG (1970) liegen typische Werte von  $R_f$  zwischen  $R_f = 0,75$  und  $R_f = 1,0$ . Oft wird  $R_f = 0,9$  angesetzt.

Zur Beschreibung von plastischen Dehnungen bei isotroper Belastung ist die zweite Fließfläche  $f^c$  erforderlich. Sie besitzt die Form einer Ellipse (siehe Bild 7.3).

Spannungspfade innerhalb der beiden Fließflächen  $f^s$  und  $f^c$  befinden sich im Ent- bzw. Wiederbelastungsbereich. Im Stoffmodell sind diese Spannungspfade rein elastische Vorgänge und werden über die spannungsabhängige Steifigkeit  $E_{ur}$  und die konstante Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  (nur für Ent- / Wiederbelastung) nach dem Hooke'schen Gesetz beschrieben.

Bodenelemente, deren Spannungen sich innerhalb der Fließfläche  $f^c$  befinden, sind überkonsolidiert.

In der klassischen Plastizitätstheorie werden beim plastischen Fließen die plastischen Dehnungsraten  $\dot{\varepsilon}^p$  durch den plastischen Multiplikator  $\lambda$  und der Ableitung der Fließfunktion  $f$  nach den Spannungen ermittelt. In der Literatur wird dies auch als assoziierte Fließregel bezeichnet.

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (7.14)$$

Trifft diese Annahme bei Fließen bei Erreichen der Kappenfließfläche  $f^c$  noch zu, wird allerdings unter Verwendung der oben beschriebenen deviatorischen Fließregel  $f^s$  ggf. die Tragfähigkeit überschätzt. Deshalb wird zusätzlich zur Fließbedingung  $f$  das plastische Potenzial  $g$  eingeführt. Wird in Formel (7.14) die Fließfunktion  $f$  durch das plastische Potenzial ersetzt, ergibt sich:

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (7.15)$$

Hier wird von einer nicht assoziierten Fließregel gesprochen ( $f \neq g$ ).

Das plastische Potenzial  $g^s$  kann für die deviatorische Fließfläche in Abhängigkeit von den Spannungen und dem mobilisierten Dilatanzwinkel  $\psi_m$  mit folgender Formel beschrieben werden.

$$g^s = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \psi_m \quad (7.16)$$

Die Spannungsrate  $\dot{\sigma}'$  gemäß Formel (7.5) kann nun mit nachfolgender Formel ausgedrückt werden.

$$\dot{\sigma}' = D^e (\dot{\varepsilon} - \dot{\varepsilon}^{ps} - \dot{\varepsilon}^{pc}) = D^e \left( \dot{\varepsilon} - \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma} - \lambda^c \frac{\partial g^c}{\partial \sigma} \right) \quad (7.17)$$

Die plastischen Multiplikatoren  $\lambda^s$  und  $\lambda^c$  können mit Hilfe der Konsistenzbedingungen  $f^s = 0$  und  $f^c = 0$  ermittelt werden.

### 7.1.2 Elastoplastische Stoffmodelle ("Hardening-Soil" Modell) mit Berücksichtigung der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen

Der Boden verhält sich bei kleinen Dehnungen zunächst deutlich steifer als bei großen Dehnungen (vgl. Bild 7.5). Dieses Verhalten wurde bereits durch zahlreiche Untersuchungen bestätigt (zum Beispiel BURLAND, 1989; WICHTMANN & TRIANTAFYLIDIS, 2006).

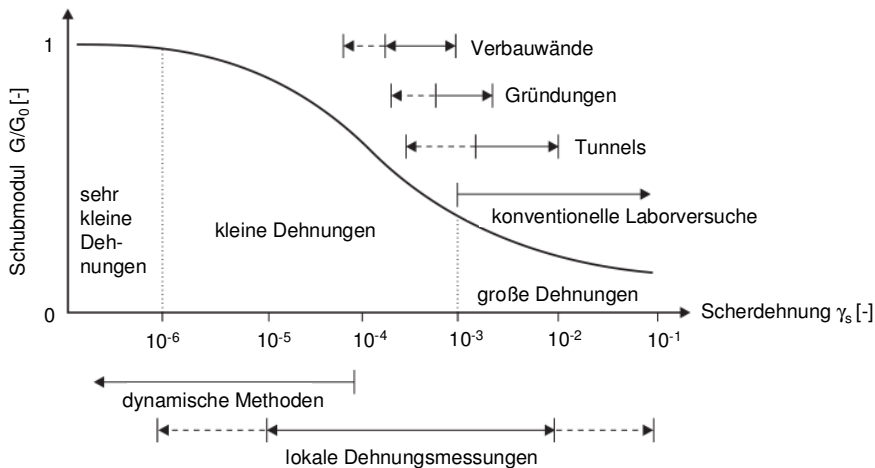


Bild 7.5: Typische Steifigkeits-Dehnungsbeziehung von Böden z.B. nach Atkinson & Salfors aus BENZ (2007)

Zudem lässt sich aus experimentellen Untersuchungen ableiten, dass nach einer Belastungsumkehr die Steifigkeit zunächst wieder die ursprüngliche große Steifigkeit annimmt. Dies kann zum Beispiel an einem Triaxialversuch mit einer Ent- und Wiederbelastungsschleife in einem Spannungs-Dehnungs-Diagramm abgelesen werden. Die Steifigkeiten bei sehr kleinen Dehnungen werden mit dem Index Null versehen. Aus Bild 7.6 wird ersichtlich, dass eine erhöhte Steifigkeit  $E_0$  der Probe zu Beginn des Abschervorganges und nach einer Belastungsumkehr im Ent- und Wiederbelastungsbereich jeweils für einen begrenzten Dehnungsbereich festgestellt werden kann.

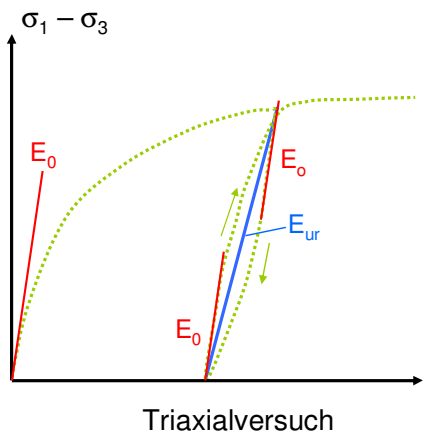


Bild 7.6: Steifigkeiten im Triaxialversuch

Sollen mit FE-Berechnungen die Setzungen an der Geländeoberfläche neben Baugruben berechnet werden, sollte abhängig von System und Systemgröße die größere Steifigkeit bei kleinen Dehnungen berücksichtigt werden. Sonst werden ggf. unrealistisch große Hebungen ermittelt, die sich zum Teil aus Spannungsänderungen aus Bereichen weit unterhalb der Baugrube aufgrund der Aushubentlastung zusammensetzen. Dabei handelt es sich meist um sehr kleine Spannungsänderungen und kleine Dehnungen, dies jedoch in großen Bereichen.

Mit dem im vorherigen Abschnitt vorgestellten Stoffmodell "Hardening-Soil" kann diese Bodeneigenschaft nicht direkt modelliert werden. Es besteht hier aber die Möglichkeit, Bodenschichten unterhalb einer Baugrube mit erhöhten Steifigkeiten zu versehen oder das Berechnungsmodell auf

eine gewisse Tiefe zu beschränken. Dieses Vorgehen wäre vergleichbar mit einer konventionellen Setzungsberechnung. Auch hier werden die Setzungsanteile nur bis zu der so genannten Grenztiefe berechnet.

In der Literatur sind verschiedene Ansätze vorhanden, die die Beschreibung der Steifigkeit bei kleinen Dehnungen direkt berücksichtigen. Zum Beispiel wurde von NIEMUNIS (2003) das Konzept der intergranularen Dehnungen im Rahmen der Hypoplastizität vorgestellt. Im Bereich der elastoplastischen Stoffmodelle (vgl. Abschnitt 7.1.1) erfolgte eine Berücksichtigung des Bereiches kleiner Dehnungen für das "Hardening-Soil" Modell durch BENZ (2007). Auf das so genannte HS-Small Modell wird nachfolgend kurz eingegangen.

In dem "HS-Small" Modell wird die erhöhte Steifigkeit im elastischen Bereich bei kleinen Dehnungen durch eine dehnungsabhängige Steuerung der Steifigkeit umgesetzt. Dies erfolgt gegenüber dem "Hardening-Soil" Modell durch zwei zusätzliche Eingabeparameter, den Referenzschubmodul  $G_0^{\text{ref}}$  und die Referenzscherdehnung  $\gamma_{0,7}$ , bei der der Schubmodul bei kleinen Dehnungen auf 70 % des ursprünglichen Wertes reduziert ist. Der Schubmodul  $G_0$  ergibt sich analog zu den bereits im "Hardening-Soil" Modell integrierten Moduln zu:

$$\text{Schubmodul} \quad G_0 = G_0^{\text{ref}} \cdot \left( \frac{c' \cdot \cos \varphi' + \sigma'_1 \cdot \sin \varphi'}{c' \cdot \cos \varphi' + p^{\text{ref}} \cdot \sin \varphi'} \right)^m \quad (7.18)$$

Unter der Annahme, dass sich der Boden bei sehr kleinen Dehnungen elastisch verhält, kann mit der Querdehnzahl  $\nu_{\text{ur}}$  ein Zusammenhang zwischen dem E-Modul  $E_0$  und Schubmodul  $G_0$  wie folgt hergestellt werden:

$$E_0 = 2G_0 \cdot (1 + \nu_{\text{ur}}) \quad (7.19)$$

Nach BENZ (2007) wird der Schubmodul  $G$  maximal auf den Wert der elastischen Steifigkeit für größere Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgänge ( $E_{\text{ur}}$ ) reduziert. Ab dieser Dehnung wird die Funktion für die Berücksichtigung von kleinen Dehnungen abgeschaltet und das Stoffmodell arbeitet entsprechend dem "Hardening-Soil" Modell. Erst nach einer Änderung der Belastungsrichtung wird die Funktion wieder aktiv.

ALPAN (1970) hat eine Beziehung zwischen der statischen und der dynamischen Bodensteifigkeit hergestellt. Damit lässt sich der Schubmodul bei kleinen Dehnungen für das Münchener Tertiär mit  $G_0^{\text{ref}} \approx 2 \cdot E_{\text{ur}}$  abschätzen. Als zweiten weiteren zusätzlichen Parameter wird beim Stoffmodell "HS-small" das Dehnungsinkrement  $\gamma_{0,7}$  bei  $G = 0,7 \cdot G_0$  benötigt. Nach den Untersuchungen von VUCETIC & DOBRY (1991) ist  $\gamma_{0,7}$  von der Plastizitätszahl abhängig. Für  $I_p = 0 \%$  liegt  $\gamma_{0,7}$  bei ca.  $1 \cdot 10^{-4}$  und steigt bis  $I_p = 50 \%$  auf ca.  $\gamma_{0,7} = 7 \cdot 10^{-4}$  an.

## 7.2 Anwendung auf den Münchener Baugrund und programmtechnische Umsetzung

Idealvorstellung wäre, dass das verwendete Stoffmodell das Spannungs-Dehnungsverhalten des zu beschreibenden Baugrundes in jedem Zustand entsprechend der vorliegenden Spannungsgeschichte genau beschreibt. Das Verhalten des Münchener Baugrundes ist allerdings durch mehrfache Umkehr der Deformationsrichtung sehr komplex (vgl. Abschnitt 4 und 5.3). Das Ideal kann mit

dem hier verwendeten elastoplastischen Stoffmodell mit Verfestigung nicht erreicht werden, was am folgenden Beispiel erläutert wird.

Wie in Abschnitt 5.2 gezeigt wurde, sind die tertiären Böden in München aufgrund der ehemaligen Überlagerung im Tertiär stark überkonsolidiert. Bei einer Beanspruchung, wie sie sich beispielsweise durch eine Grundwasserabsenkung ergibt, wird diese Überkonsolidierungsspannung nicht überschritten. Demgemäß befindet sich der Baugrund im Bereich von Ent- und Wiederbelastungen, der vereinfacht häufig als elastisch angesehen wird. Aus der Erfahrung weiß man allerdings, dass sich der Baugrund z.B. bei einer Grundwasserabsenkung nicht elastisch verhält, also die bei der Grundwasserabsenkung entstandenen Setzungen nach der Abschaltung einer Wasserhaltung nicht ganz zurückgehen. Dies lässt sich dadurch erklären, dass die ehemalige Auflast bereits über viele Millionen Jahre zurückliegt, und auch ein Alterungsprozess (siehe Abschnitt 5.2) die Eigenschaften des Bodens ändert.

Würde man fordern, dass das Stoffmodell auch bei Ent- und Wiederbelastung das in Versuchen beobachtete nichtlineare Verhalten abbildet, müssten weitere Fließflächen definiert werden. Derartige Stoffmodelle existieren bereits (z.B. MUTH, 1989; BAUDET, 2004), sie sind allerdings äußerst komplex und daher nicht in kommerziellen Programmen integriert (SCHWEIGER, 2008). Ergänzend sei hier erwähnt, dass in heterogenen Baugrundverhältnissen, wie sie im Münchener Tertiär vorliegen, die Streubreite der Eingangsgrößen so groß ist, dass durch jede weitere benötigte Eingangsgröße im Stoffmodell die Fehleranfälligkeit in Bezug auf eine realistische Modellierung des Baugrundes ansteigt. Andererseits beschreibt das elastoplastische Stoffmodell mit Verfestigung die wesentlichen Bodeneigenschaften für die meisten geotechnischen Fragestellungen ausreichend genau. Nachfolgend wird gezeigt, wie das elastoplastische Stoffmodell mit Verfestigung in geeigneter Weise zur Beschreibung des Münchener Tertiärs angesetzt werden kann, ohne dass sämtliche Effekte numerisch abgebildet werden müssen.

Es wurde bereits erläutert, dass eine allumfassende, den geologischen Entstehungsprozess (ehemalige Tertiäroberfläche wesentlich höher als heute, Abtrag bis zur heutigen Quartär-/Tertiärgrenze mit anschließender Entstehung des Quartärs bis zur heutigen GOK) beinhaltende Beschreibung des Münchener Tertiärs mit dem elastoplastischen Stoffmodell mit Verfestigung nicht möglich ist. Dies ist auch nicht erforderlich. Dagegen ist es für die Bestimmung realitätsnaher Verformungen ganz wesentlich, wie es beispielsweise bei der Ermittlung von Verformungen im Tunnelbau bekannt ist (FRANZIUS, 2003), dass der tatsächlich vorhandene Primärspannungszustand (in-situ Zustand) abgebildet wird. Es wurde deshalb folgendes Vorgehen gewählt:

Im Berechnungsmodell wird nur der Ist-Zustand modelliert (keine ehemalige Vorbelastung). Bei der Definition des Primärspannungszustandes wird dem tertiären Boden ein Seitendruckbeiwert zugewiesen, der dem des überkonsolidierten Bodens  $K_{0(OCR)}$  entspricht (Abschnitt 5.3), dem Bodenelement selbst wird ein OCR-Wert von 1 zugewiesen, damit programmintern im Primärspannungszustand keine Veränderungen des vorgegebenen  $K_{0(OCR)}$ -Wertes vorgenommen wird und sich alle Spannungspunkte im Schnittpunkt der beiden Fließflächen  $f^c$  und  $f^s$  befinden (siehe Bild 7.3). Bei einer anschließenden Belastung werden in den numerischen Berechnungen die Steifigkeitsparameter der Erstbelastung angesetzt und es werden plastische Verformungsanteile berechnet, die auch in der Realität beobachtet werden (vgl. Beispiel Wasserhaltung).

Im Materialdatensatz müssen den tertiären Böden in diesem Fall aber für die Steifigkeitsbeziehungen der Erstbelastung ( $E_{50}$  und  $E_{oed}$ ) höhere Steifigkeiten zugewiesen werden als bei einem tatsächlich normalkonsolidierten Boden.

Wie schon bisher praktiziert, werden hierzu die benötigten Eingangsparameter der Erstbelastung für das verwendete Stoffmodell am Rekonsolidierungsast in Laborversuchen bestimmt. Damit können für die Erstbelastung die in langjährigen Erfahrungen belegten Bodenkenngößen verwendet werden, wobei zu beachten ist, dass der Steifemodul spannungsabhängig ist.

### 7.3 Einfluss der Querdehnrzahl $\nu_{ur}$ bei Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgängen

Dagegen können Vorbelastungen des Bodens, die zum Beispiel infolge des Aushubs bei Baugruben entstehen, mit dem obigen Verfahren nicht abgebildet werden. Bei Baugruben ist die numerische Modellierung des vollständigen Herstellungsprozesses – evtl. unter Vernachlässigung des Einflusses der Herstellung der Verbauwand – erforderlich, um auch die Verformungen der Verbauwand realistisch abbilden zu können. Bei einer reinen Entlastung treten im Stoffmodell "Hardening-Soil" rein elastische Verformungen auf, die durch die elastischen Parameter  $E_{ur}$  und  $\nu_{ur}$  bestimmt werden. Während der Seitendruckbeiwert überkonsolidierter Böden nach den empirischen Ansätzen (z.B. Formel (5.3)) als Funktion des Erdruchdruckbeiwertes des normalkonsolidierten Bodens und des Überkonsolidierungsverhältnisses OCR angegeben wird, bestimmt im Stoffmodell "Hardening-Soil" die Querdehnrzahl bei Ent- bzw. Wiederbelastung  $\nu_{ur}$  das Seitendruckverhältnis bei überkonsolidierten Böden (vgl.  $\dot{f}^c = 0$ ). Es ist nicht möglich, einen Unterschied zwischen dem Seitendruckbeiwert bei der Ent- und bei der Wiederbelastung zu berücksichtigen (siehe auch Abschnitt 5.3).

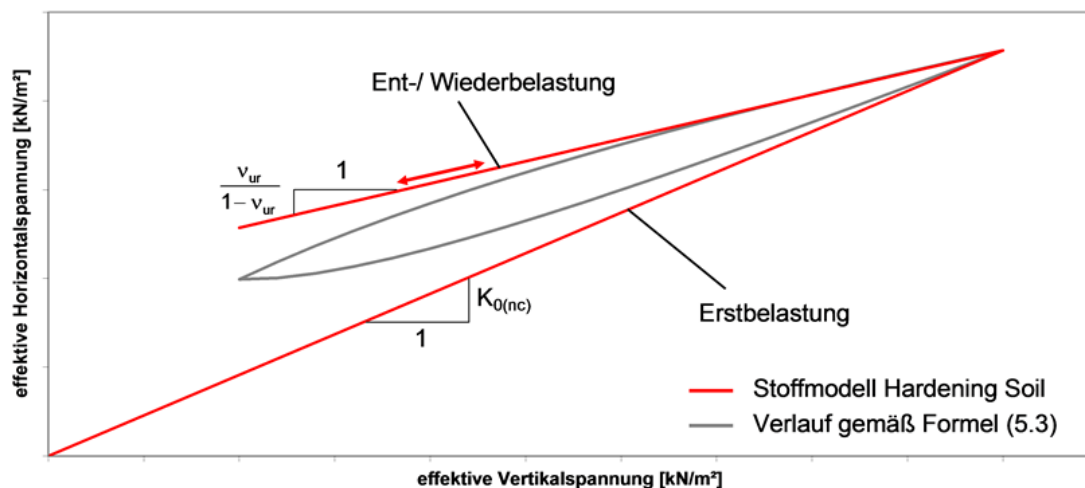


Bild 7.7: Einfluss der Querdehnrzahl  $\nu_{ur}$  bei oedometrischer Ent-/Wiederbelastung im Stoffmodell "Hardening-Soil"

Es kann auch keine Hystereseurve, wie sie bei Ent- mit anschließenden Wiederbelastungsvorgängen auftreten, abgebildet werden. Dies ist auch bei Baugruben nicht erforderlich, allerdings ist in Abhängigkeit von den gewählten Bodenparametern ggf. eine Anpassung von  $\nu_{ur}$  notwendig, um bei einer Entlastung realistische Seitendruckbeiwerte zu erhalten.

Der Parameter  $v_{ur}$  hat bei der Entlastung einen maßgeblichen Einfluss auf das Erreichen des passiven Grenzzustandes.

Es wurde deshalb untersucht, welche Querdehnrzahl  $v_{ur}$  erforderlich ist, um den Entlastungsast der  $K_0$ -Triaxialversuche mit dem Stoffmodell "Hardening-Soil" abbilden zu können. Da bei diesem Stoffmodell der Pfad bei einer Entlastung in einem  $\sigma'_h$ - $\sigma'_v$ -Diagramm linear ist, die Ergebnisse der Laborversuche aber gekrümmte Pfade aufweisen, wurde der Entlastungsast mittels einer linearen Regressionsgerade

$$y = a \cdot x + b \tag{7.20}$$

für jeden Versuch beschrieben (siehe auch Bild 7.8).

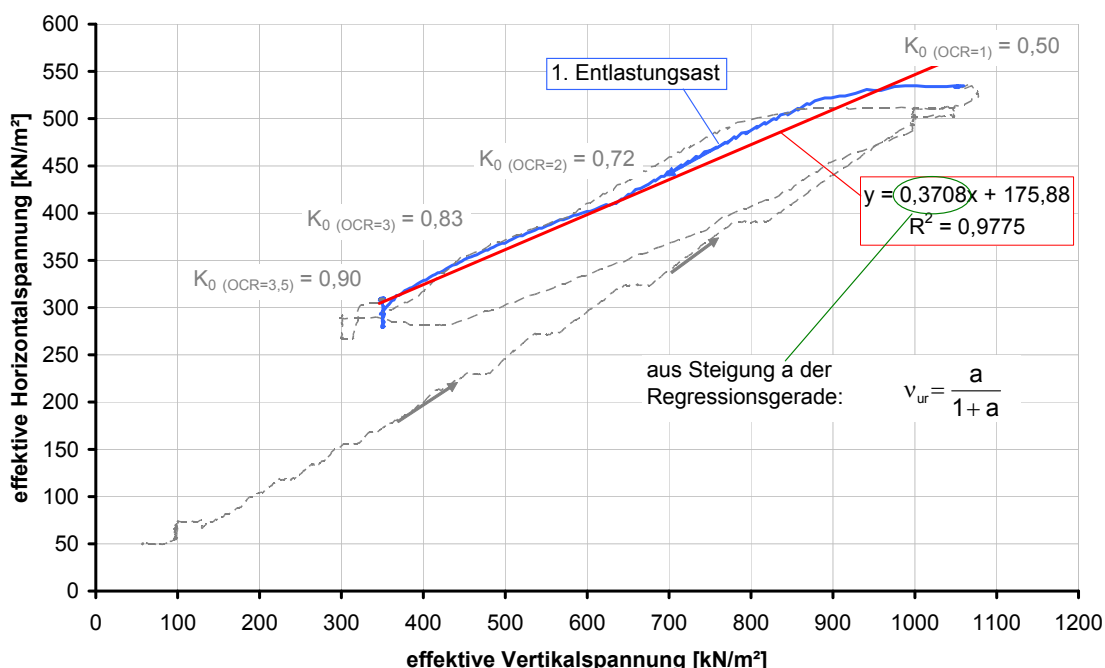


Bild 7.8: Ermittlung der Querdehnrzahl  $v_{ur}$  mittels einer linearen Regressionsanalyse des Entlastungsastes bei den  $K_0$ -Triaxialversuchen

Die Querdehnrzahl  $v_{ur}$  kann dann aus der Steigung  $a$  der Geraden ermittelt werden zu:

$$v_{ur} = \frac{a}{1 + a} \tag{7.21}$$

Aus den Ergebnissen der durchgeführten  $K_0$ -Triaxialversuche wird in Tabelle 7.1 für jeden Versuch die ermittelte Steigung  $a$  und die Querdehnrzahl  $v_{ur}$  ermittelt.

Probe-Nr.	Steigung $a$ aus Regressionsgleichung	Querdehnrzahl $v_{ur} = \frac{a}{1 + a}$
08-60482	0,196	0,16
10-62151	0,299	0,23
11-62158	0,333	0,25
12-62178	0,389	0,28



Probe-Nr.	Steigung a aus Regressionsgleichung	Querdehnzahl $v_{ur} = \frac{a}{1+a}$
16-61741	0,222	0,18
17-62170	0,194	0,16
18-61603	0,371	0,27
20-60146	0,259	0,21
21-58168	0,326	0,25
22-60207	0,323	0,24
23-62775	0,438	0,30
<b>Mittelwert</b>		<b>0,23</b>

Tabelle 7.1: Ermittlung von  $v_{ur}$  aus dem 1. Entlastungsast der  $K_0$ -Triaxialversuche

Der Mittelwert aller ausgewerteten Versuche liegt bei  $v_{ur} = 0,23$ . Da die Laborversuche nur eine gewisse Bandbreite abdecken, wurde der Einfluss der Querdehnzahl  $v_{ur}$  bei einer  $K_0$ -Entlastung auf den Seitendruckbeiwert  $K_{0(oc)}$  in Abhängigkeit vom Überkonsolidierungsverhältnis OCR untersucht. Dabei wurde auch der Reibungswinkel von  $\varphi' = 35^\circ$ ,  $\varphi' = 30^\circ$  und  $\varphi' = 25^\circ$  variiert und die Ergebnisse werden getrennt in Bild 7.9 bis Bild 7.11 dargestellt. Zum Vergleich werden die Seitendruckbeiwerte  $K_{0(oc)}$  mit den empirischen Formeln (2.6) und (2.9) berechnet. Auf die Darstellung der eigenen Berechnungsformel (5.2) wird hier verzichtet, da diese Formel als Eingangsparameter die Plastizitätszahl  $I_p$  und nicht den Reibungswinkel  $\varphi'$  hat.

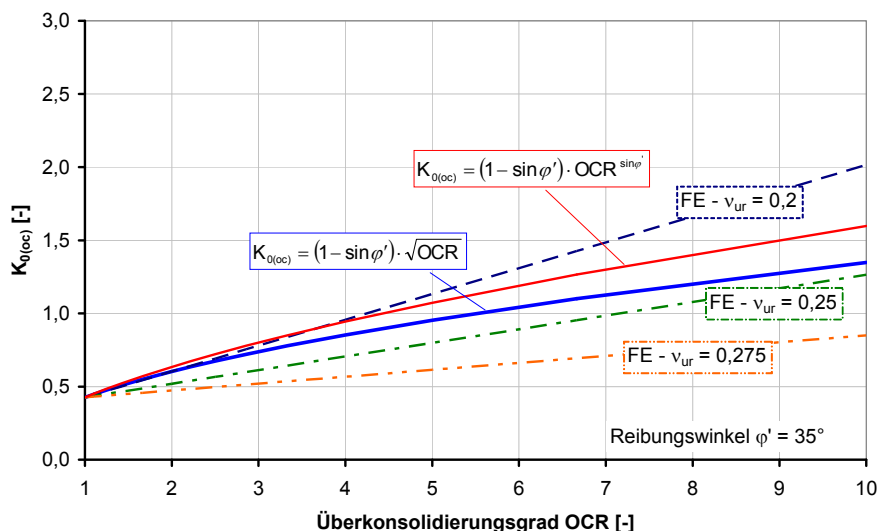


Bild 7.9: Vergleich des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(oc)}$  nach den Formeln (2.6) und (2.9) und aus FE-Berechnungen für  $\varphi' = 35^\circ$  in Abhängigkeit von  $v_{ur}$

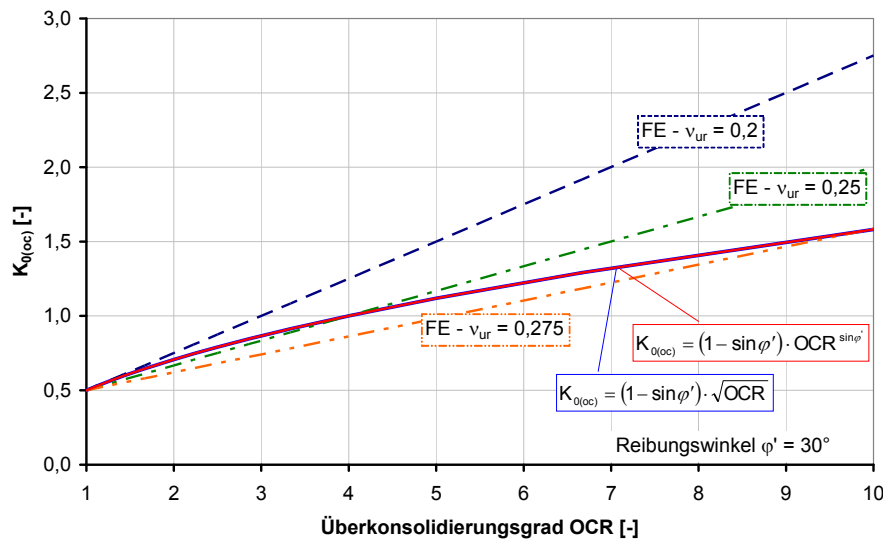


Bild 7.10: Vergleich des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(OCR)}$  nach den Formeln (2.6) und (2.9) und aus FE-Berechnungen für  $\varphi' = 30^\circ$  in Abhängigkeit von  $v_{ur}$

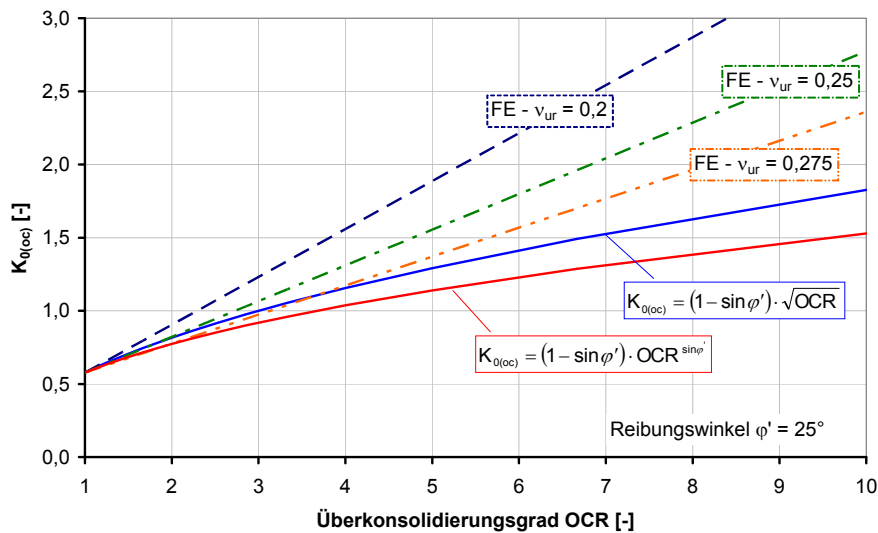


Bild 7.11: Vergleich des Seitendruckbeiwertes  $K_{0(OCR)}$  nach den Formeln (2.6) und (2.9) und aus FE-Berechnungen für  $\varphi' = 25^\circ$  in Abhängigkeit von  $v_{ur}$

Aus den durchgeführten Untersuchungen lässt sich in Abhängigkeit vom Reibungswinkel  $\varphi'$  eine Querdehnzahl  $v_{ur}$  ableiten, mit der bei Entlastungsvorgängen Seitendruckverhältnisse errechnet werden, die den in der Literatur bekannten Beziehungen entsprechen. Diese können der Tabelle 7.2 entnommen werden.

Reibungswinkel $\varphi' [^\circ]$	empfohlene Querdehnzahl $v_{ur} [-]$
25	0,275
30	0,25
35	0,20

Tabelle 7.2: Empfohlene Querdehnzahl  $v_{ur}$  für Entlastungsvorgänge in Abhängigkeit von  $\varphi'$

Es muss dabei beachtet werden, dass die obigen Angaben nur für eine Entlastung gelten und auch nur für eine gewisse Bandbreite von OCR zutreffend sind. Wenn zusätzlich in den FE-Berechnungen eine Wiederbelastung simuliert werden soll oder sehr hohe Überkonsolidierungsverhältnisse von  $OCR > 10$  beachtet werden müssen, kann eine weitere Anpassung von  $v_{ur}$  erforderlich sein.

Der Einfluss von  $v_{ur}$  auf die Berechnungsergebnisse wird in Abschnitt 7.5 im Zuge einer Sensitivitätsanalyse im Detail untersucht.

#### 7.4 Simulation des Biaxialversuches

Der in Abschnitt 5.5 vorgestellte Biaxialversuch wird nachfolgend numerisch simuliert. Dazu wird das im Programm PLAXIS implementierte Stoffmodell "Hardening-Soil" verwendet. Das Berechnungsmodell wurde gemäß Bild 7.12 modelliert und das System im Vergleich zum tatsächlichen Versuch um  $90^\circ$  gedreht (vgl. Bild 5.24).

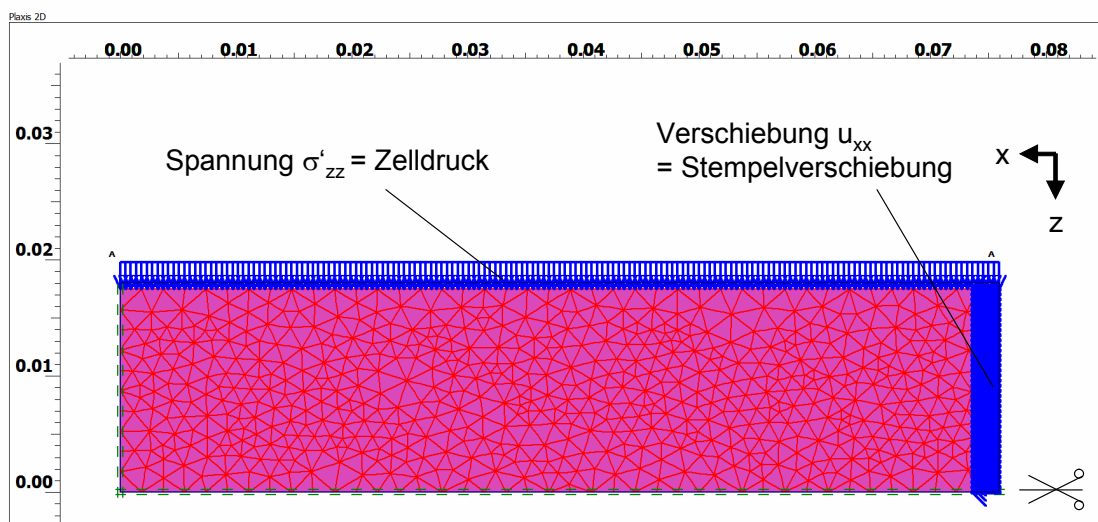


Bild 7.12: Berechnungsmodell – Biaxialversuch

Die Materialkennwerte wurden aus den Versuchsergebnissen abgeleitet bzw. an die Versuchsergebnisse angepasst. Folgende Bodenkennwerte wurden für die Berechnung verwendet:

Hardening-Soil		
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20 / 10
Kohäsion $c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	21,5
Reibungswinkel $\varphi'$	[°]	30,2
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	11500
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	11500
Wiederbelastungs-/Entlastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	70560
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	[kN/m <sup>2</sup> ] / [-]	100 / 0,4
Querdehnzahl für Wiederbe- und Entlastung $v_{ur}$	[-]	0,26

Tabelle 7.3: Bodenkenngrößen

Der Versuchsablauf wurde entsprechend den im Labor durchgeführten Versuchen als normalkonsolidiert (nk) bzw. überkonsolidiert (ük) simuliert und mit folgenden Berechnungsphasen modelliert (vgl. Bild 5.26 bzw. Bild 5.27):

- Aktivierung des Zeldruckes  $\sigma'_{zz} = 100 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $200 \text{ kN/m}^2$ ; Stempelverschiebung  $u_{xx} = 0$
- Erhöhung Zeldruck auf  $\sigma'_{zz} = 500 \text{ kN/m}^2$  (nur überkonsolidierter Versuch)
- Verringerung Zeldruck auf  $\sigma'_{zz} = 100 \text{ kN/m}^2$  bzw.  $200 \text{ kN/m}^2$  (nur überkonsolidierter Versuch)
- Aktivierung und Erhöhung Stempelverschiebung  $u_{xx}$  bis zum Bruch

Die entsprechenden Spannungspfade sind in Bild 7.13 grafisch dargestellt. Dabei sind die vorgeannten Berechnungsschritte fortlaufend nummeriert angegeben.

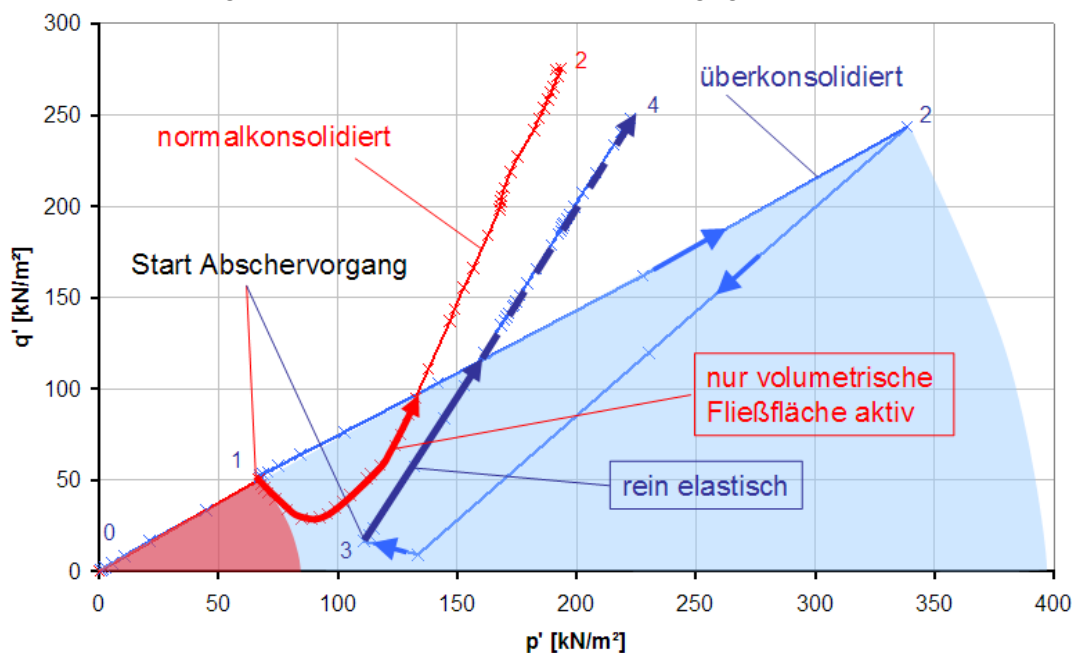


Bild 7.13: Spannungspfad FE-Biaxialversuch (im Bild wird die Mohr-Coulomb-Bruchbedingung noch nicht erreicht)

Es ist ersichtlich, dass durch die Überkonsolidation (Pfad 1-2) beim überkonsolidierten Boden (blaue Linie in Bild 7.13) die Fließfläche der Kappe  $f^c$  aufgeweitet wird. Nach der anschließenden Entlastung (Pfad 2-3) und Start des Abschervorganges ist das Verhalten zunächst rein elastisch und wird allein durch die Parameter  $E_{ur}$  und  $\nu_{ur}$  bestimmt. Bei dem normalkonsolidierten Boden (rote Linie in Bild 7.13) ist nach Start des Abschervorganges nur die volumetrische Fließfläche  $f^c$  aktiv. Hier befindet sich der Spannungspfad im Anfangsbereich nur innerhalb der deviatorischen Fließfläche. Bis zur Drehung der Hauptspannungsrichtung von  $\sigma'_{zz}$  zu  $\sigma'_{xx}$  (Spannungsrotation) reduzieren sich zunächst die Deviatorspannungen  $q$ , bis sie anschließend bis zum Eintreten des Bruchs wieder ansteigen. Die Deviatorspannung  $q$  geht beim Biaxialversuch bei der Spannungsrotation nicht auf Null zurück. Dies liegt daran, dass zum Zeitpunkt der Hauptspannungsdrehung zwar  $\sigma'_{xx} = \sigma'_{zz}$  gilt, diese Spannung aber nicht  $\sigma'_{yy}$  entsprechen muss.

Das entsprechende Spannungs-Dehnungsverhalten des Abschervorganges ist in Bild 7.14 in einem  $(\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz}) - \epsilon_{xx}$  - Diagramm grafisch dargestellt. Bei dieser Darstellung wird der Einfluss der  $\sigma'_{yy}$  Spannung vernachlässigt. Die Spannung  $\sigma'_{zz}$  (entspricht der Vertikalspannung bei der Baugrube) ist während des Abschervorganges konstant und beträgt  $\sigma'_{zz} = 100 \text{ kN/m}^2$ .

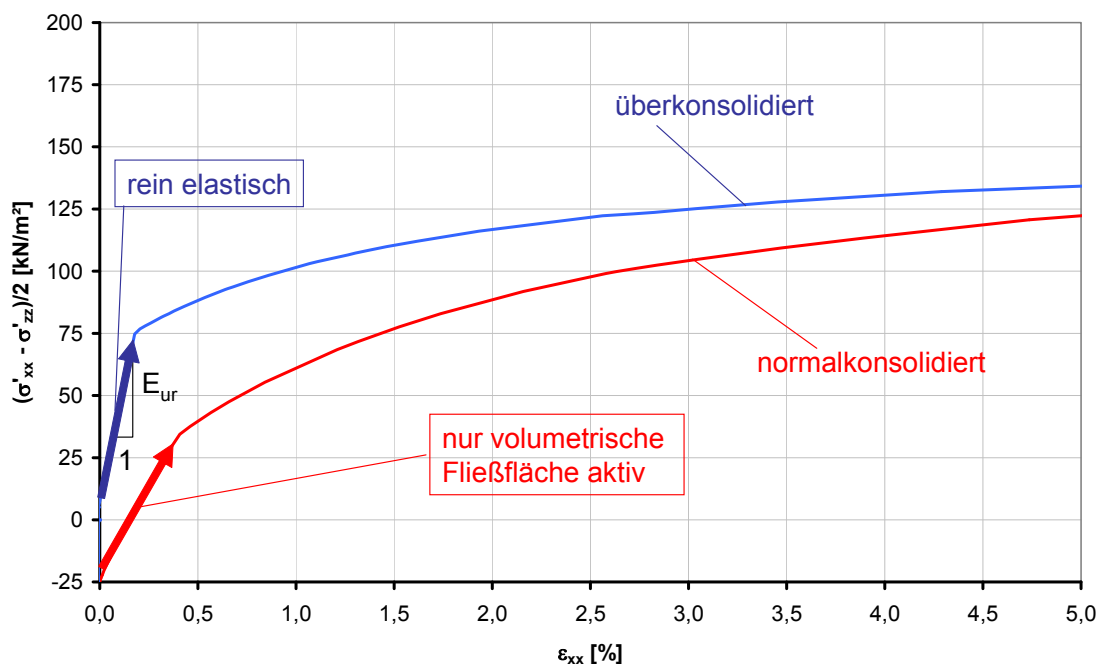


Bild 7.14: Spannungs-Dehnungspfad Abschervorgang – FE-Biaxialversuch

Gemäß dem Stoffmodell "Hardening-Soil" ist der Spannungs-Dehnungs-Verlauf bei einer rein elastischen Verformung linear und wird durch die Steifigkeit  $E_{ur}$  bestimmt (blauer Pfeil in Bild 7.14). Wenn dagegen nur eine der beiden Fließflächen aktiv ist (hier  $f^c$  beim normalkonsolidierten Versuch, siehe roter Pfeil in Bild 7.14), liegt die Steifigkeit in diesem Bereich zwischen einer reinen Erst- und einer reinen Ent- oder Wiederbelastung.

Weiterhin ist ersichtlich, dass beim überkonsolidierten Versuch durch die Wegnahme der Vorbelastung die Hauptspannungsdrehung bereits vor Beginn des Abschervorganges beendet ist ( $(\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz})/2 > 0$ ), das heißt, der Seitendruckbeiwert ist  $K_0 > 1$  (siehe Bild 7.14 bei  $\varepsilon_{xx} = 0$ ). Bei dem normalkonsolidierten Versuch erfolgt die Hauptspannungsdrehung erst während des Abschervorganges (siehe Bild 7.14 bei ca. bei  $\varepsilon_{xx} = 0,15$  %), der Seitendruckbeiwert  $K_0$  entspricht zu Beginn  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ .

Eine Gegenüberstellung der FE-Ergebnisse mit den Ergebnissen aus den Laborversuchen und der Mobilisierungsfunktion kann sowohl für den normalkonsolidierten als auch für den überkonsolidierten Fall Bild 7.15 entnommen werden. Im Diagramm ist der mobilisierte Erddruckbeiwert  $K_{h,mob}$  in Abhängigkeit von der horizontalen Verformung  $v$  angetragen.

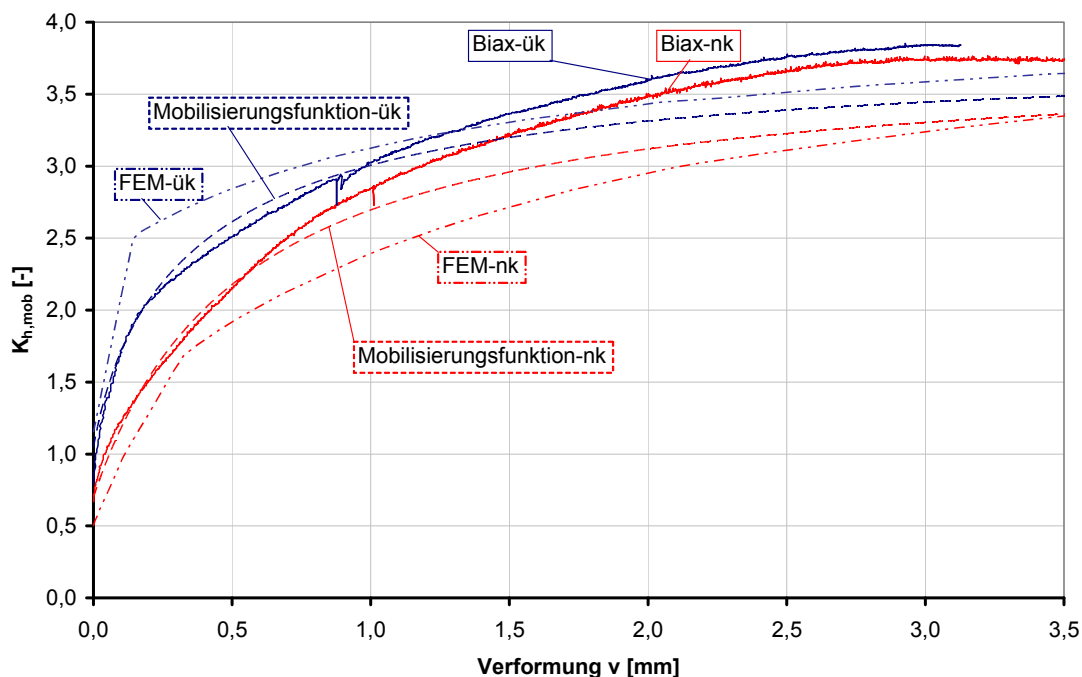


Bild 7.15: Vergleich Ergebnisse Biaxialversuch, Mobilisierungsfunktion und FE-Berechnungen

Die Ergebnisse des Biaxialversuches und der Mobilisierungsfunktion wurden bereits im Abschnitt 6.3 bewertet. Die FE-Ergebnisse zeigen bei dem überkonsolidierten Versuch im Vergleich zur Mobilisierungsfunktion und zum Versuch im Anfangsbereich ein deutlich steiferes Verhalten. Die Steigung wird dabei durch den Parameter  $E_{ur}$  bestimmt. Dieser wurde direkt aus den Biaxialversuchen ermittelt. Dazu wurde bei einigen Biaxialversuchen im Abschervorgang eine Ent- und Wiederbelastung dazwischengeschaltet und der Parameter  $E_{ur}$  ermittelt. In Bild 7.16 ist sowohl beim Biaxialversuch ük-16 als auch bei der FE-Berechnung die Ent- und Wiederbelastung dargestellt. Beim Versuch ük-16 ist die Steifigkeit der Ent- und Wiederbelastung etwas höher als der in der FE-Berechnung angesetzte gemittelte Wert  $E_{ur}$  aus den Biaxialversuchen, so dass zwischen der Ent- und Wiederbelastungsschleife des Biaxialversuches und der FE-Berechnung Steifigkeitsunterschiede vorhanden sind. Trotz dieser geringeren angesetzten Steifigkeit von  $E_{ur}$  bei den FE-Berechnungen ist die Steifigkeit im Anfangsbereich des Abschervorganges deutlich steifer als beim Biaxialversuch. Mit dem hier verwendeten Stoffmodell "Hardening-Soil" kann der Anfangsbereich des Abschervorganges beim überkonsolidierten Versuch nicht getrennt von der Ent- und Wiederbelastung abgebildet werden.

Beim normalkonsolidierten Versuch wird der Anfangsbereich des Abschervorganges gemäß Bild 7.15 zutreffend abgebildet. Lediglich der Startwert, der bei den FE-Berechnungen beim normalkonsolidierten Versuch mit  $K_{h, mob, 0} = 1 - \sin \varphi'$  bestimmt wird, ist geringfügig geringer als der Seitendruckbeiwert bei dem Biaxialversuch.

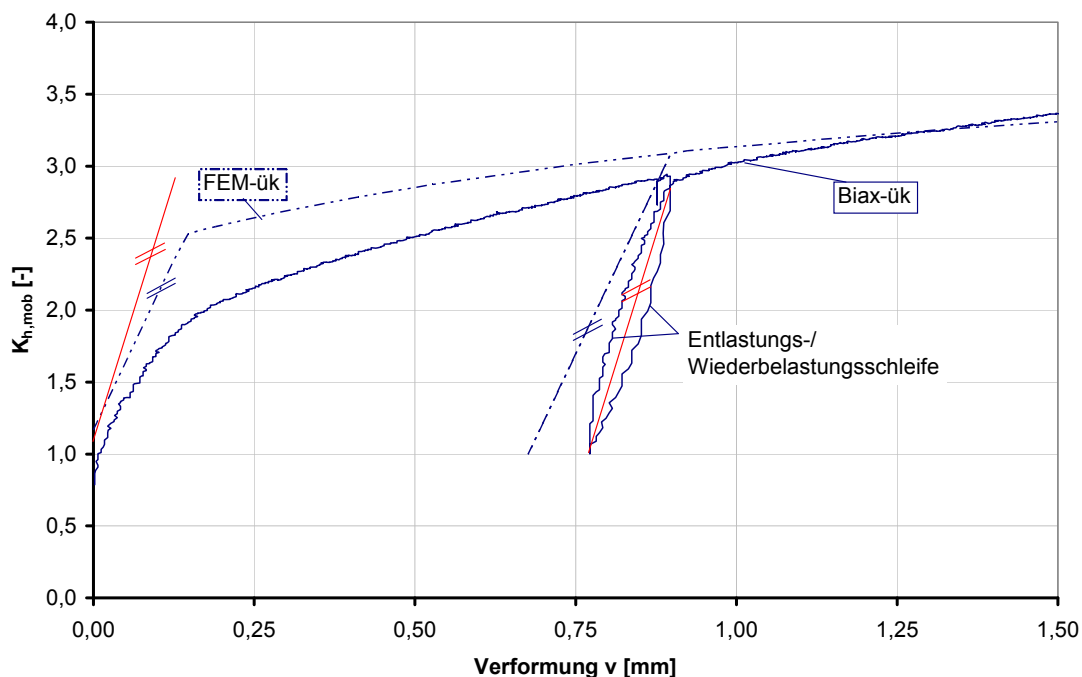


Bild 7.16: Vergleich FE-Berechnung – Biaxialversuch (ük-16) – Steifigkeit Ent-/Wiederbelastung

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass mit dem Stoffmodell "Hardening-Soil" der Biaxialversuch numerisch abgebildet werden kann. Allerdings besteht beim überkonsolidierten Versuch das Problem, dass bei den FE-Berechnungen der Anfangsbereich des Abschervorganges die gleiche Steifigkeit aufweist wie bei einer Ent- oder Wiederbelastung. Der Biaxialversuch weist hier aber deutlich geringere Steifigkeiten auf. Unter der Annahme, dass sich die Mobilisierung des passiven Erddruckes bei einer Baugrube infolge der Verbauwandverschiebung entsprechend den Ergebnissen des Biaxialversuches verhält, wird die Steifigkeit des Bodens bei der FE-Modellierung mit dem Stoffmodell "Hardening-Soil" für diesen Fall ggf. überschätzt (bei Ermittlung der Steifigkeit  $E_{ur}$  aus einer Ent- und Wiederbelastungsschleife).

Hier ist allerdings zu berücksichtigen, dass die Steifigkeiten, die aus Laborversuchen ermittelt werden, eher die untere Grenze darstellen und im Feld höhere Steifigkeiten vorhanden sind (siehe dazu Abschnitt 5.4 und 8).

Im nachfolgenden Abschnitt wird der Einfluss der Eingangsparameter u.a. auf die Ergebnisse des Biaxialversuches untersucht.

## 7.5 Einfluss der Eingangsparameter

Den Einfluss der Eingangsparameter auf die Ergebnisse von FE-Berechnungen von Baugruben und Laborversuchen wurde in der Literatur bereits für die unterschiedlichsten Anwendungsfälle untersucht. Umfangreiche Untersuchungen bei der Anwendung des Stoffmodells "Hardening-Soil" auf Laborversuche und Baugruben in weichen Böden können zum Beispiel GEBRESELASSIE (2003) entnommen werden. Nachfolgend werden einige wichtige Erkenntnisse bezogen auf die eigene Problemstellung zusammenfassend wiedergegeben und durch eigene Untersuchungen ergänzt.

Der Einfluss der Eingangsgrößen ist abhängig davon, ob drainierte oder undrainierte Versuche und welche Versuchsart (triaxiale Belastung oder eindimensionale Kompression) simuliert werden. Bei drainierten Versuchen ist bei triaxialer Erstbelastung der  $E_{50}^{ref}$  der wichtigste Parameter zur Bestimmung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens. Der Parameter  $E_{oed}^{ref}$  wirkt sich nicht aus. Bei rein eindimensionaler Belastung ist der Einfluss der Parameter genau umgekehrt ( $E_{50}^{ref}$  hat keinen Einfluss und  $E_{oed}^{ref}$  hat großen Einfluss). Bei der rein elastischen Ent- bzw. Wiederbelastung ist die bestimmende Größe der  $E_{ur}^{ref}$  sowohl für triaxiale als auch für kompressive Belastung. Der Faktor  $v_{ur}$  hat bezogen auf das Spannungs-Verformungs-Verhalten dagegen nur einen Einfluss bei kompressiver Ent-/Wiederbelastung. Wird das Spannungs-Dehnungsverhalten nur von ein oder zwei Parametern maßgeblich bestimmt, wird die Volumenänderung und der Porenwasserüberdruck durch mehrere Parameter gleichermaßen bestimmt. Zusammenfassend sind die Einflüsse der "Hardening-Soil" Parameter auf die Berechnungsergebnisse bei triaxialer Belastung bzw. eindimensionaler Kompression in Tabelle 7.4 wiedergeben.

Bodenparameter	Spannungs-Dehnungs-Verhalten						Volumenänderung	Porenwasserüberdruck	Bruchfestigkeit	
	Triaxialbelastung				Eindimensionale Kompression				drainiert	undrainiert
	drainiert		undrainiert		Be- lastung	Ent-/ Wieder- belastung				
	Be- lastung	Ent-/ Wiederbe- lastung	Be- lastung	Ent-/ Wiederbe- lastung						
$E_{50}^{ref}$	+++	o	++	o	o	o	++	++	o	+
$E_{oed}^{ref}$	o	o	++	o	+++	o	+++	++	o	++
$E_{ur}^{ref}$	+	+++	++	+++	o	+++	++	++	o	++
$m$	++	+	++	+	++	+	++	++	o	++
$v_{ur}$	o	o	+	o	o	+++	+	++	o	+
$K_0^{nc}$	++	o	+++	o	+	o	+++	+++	o	++
$R_f$	++	o	+	o	o	o	o	++	o	o
+++ deutlicher Einfluss		++ Einfluss		+ geringer Einfluss		o kein Einfluss				

Tabelle 7.4: Zusammenfassung des Einflusses der Eingangsparameter beim Stoffmodell "Hardening-Soil" (aus GEBRESELASSIE, 2003)

Für die Simulation des in Abschnitt 5.5 beschriebenen Biaxialversuches können aus obigen Ergebnissen folgende Rückschlüsse gezogen werden. Der Biaxialversuch kann vereinfacht in die zwei Belastungsarten eindimensionale Kompressions- und deviatorische Belastung unterteilt werden. Zunächst wird die Probe eindimensional be- und entlastet, anschließend wird die Probe einer deviatorischen Belastung unterzogen, die in Abhängigkeit von der vorangegangenen kompressiven Be- und Entlastung zunächst auch einer Wiederbelastung entsprechen kann. Somit haben für die Modellierung des Biaxialversuches gemäß Tabelle 7.4 sämtliche Eingabeparameter einen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse (in Tabelle blau markiert). Allerdings befinden sich in Abhängigkeit von der Versuchsart (normalkonsolidiert oder überkonsolidiert) nicht alle Spannungspfade beim Biaxialversuch in einer rein elastischen Ent- und Wiederbelastung oder in einer reinen Erstbelastung, sondern es treten auch Fälle auf, bei denen nur die volumetrische oder die deviatorische Fließfläche aktiv ist (vgl. Bild 7.13). Für den Biaxialversuch wurde deshalb eine eigene Sensitivitätsanalyse



durchgeführt. Dabei wurden die Eingangsparameter  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  und  $E_{ur}^{ref}$  jeweils getrennt um den Faktor 0,3 reduziert bzw. erhöht.

Hardening-Soil		Min		Max
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20 / 10		
Kohäsion $c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	21,5		
Reibungswinkel $\varphi$	[°]	30,2		
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	8050	11500	14950
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	8050	11500	14950
Wiederbelastungs-/Entlastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	49392	70560	91728
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	[kN/m <sup>2</sup> ] / [-]	100 / 0,4		
Querdehnzahl für Wiederbelastung und Entlastung $\nu_{ur}$	[-]	0,26		

Tabelle 7.5: Bodenkenngrößen der Sensitivitätsanalyse

Bei Voruntersuchungen wurde festgestellt, dass durch eine größere Reduzierung bzw. Erhöhung einzelner Eingabeparameter (z.B. mit Faktor 0,5) das Verhältnis zwischen  $E_{50}^{ref}/E_{oed}^{ref}$  Werte annimmt, die im Stoffmodell "Hardening-Soil" ohne Anpassung weiterer Parameter nicht mehr zulässig sind.

Folgendes kann aus der Sensitivitätsanalyse bezüglich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens festgehalten werden:

#### Einfluss der Referenzsteifigkeit $E_{oed}^{ref}$

Bei den normalkonsolidierten Versuchen beeinflusst die Referenzsteifigkeit  $E_{oed}^{ref}$  im kleinen Dehnungsbereich, bei denen die volumetrische Fließfläche aktiv ist (vgl. Bild 7.14), die Ergebnisse derart, dass eine Erhöhung der Referenzsteifigkeit  $E_{oed}^{ref}$  die Steifigkeit im  $(\sigma'_{xx}-\sigma'_{zz})/2-\varepsilon_{xx}$ -Diagramm geringfügig erhöht und umgekehrt. Im Bereich, bei denen beide Fließflächen aktiv sind, hat eine Änderung von  $E_{oed}^{ref}$  keinen Einfluss mehr auf die Ergebnisse.

Bei den überkonsolidierten Versuchen hat im kleinen Dehnungsbereich, bei denen beide Fließflächen inaktiv sind, die Referenzsteifigkeit  $E_{oed}^{ref}$  keinen Einfluss auf die Ergebnisse. Nach Aktivierung der deviatorischen Fließfläche bewirkt eine Verringerung von  $E_{oed}^{ref}$  eine Steifigkeitszunahme im  $(\sigma'_{xx}-\sigma'_{zz})/2-\varepsilon_{xx}$ -Diagramm und umgekehrt.

#### Einfluss der Referenzsteifigkeit $E_{50}^{ref}$

Im kleinen Dehnungsbereich bei den normalkonsolidierten Versuchen bewirkt eine Verringerung der Referenzsteifigkeit  $E_{50}^{ref}$  eine geringe Steifigkeitsabnahme im  $(\sigma'_{xx}-\sigma'_{zz})/2-\varepsilon_{xx}$ -Diagramm, eine Erhöhung hat dagegen kaum einen Einfluss auf die Ergebnisse. Im Bereich, bei denen beide Fließflächen aktiv sind, wird durch eine Erhöhung von  $E_{50}^{ref}$  die Steifigkeit erwartungsgemäß größer und umgekehrt.

Bei den überkonsolidierten Versuchen hat im kleinen Dehnungsbereich, bei denen beide Fließflächen inaktiv sind, die Referenzsteifigkeit  $E_{50}^{ref}$  keinen Einfluss auf die Ergebnisse. Nach Aktivierung

der deviatorischen Fließfläche bewirkt eine Verringerung von  $E_{50}^{ref}$  eine deutliche Steifigkeitsabnahme im  $(\sigma'_{xx}-\sigma'_{zz})/2-\varepsilon_{xx}$ -Diagramm und umgekehrt.

#### Einfluss der Referenzsteifigkeit $E_{ur}^{ref}$

Die Referenzsteifigkeit  $E_{ur}^{ref}$  hat bei den normalkonsolidierten Versuchen nur im Anfangsbereich im  $(\sigma'_{xx}-\sigma'_{zz})/2-\varepsilon_{xx}$ -Diagramm einen Einfluss, da in diesem Bereich nur eine Fließfläche aktiv ist.

Bei den überkonsolidierten Versuchen ist  $E_{ur}^{ref}$  im rein elastischen Bereich erwartungsgemäß der einzige (von den untersuchten) maßgebende Parameter. Sobald beide Fließflächen aktiv sind, hat  $E_{ur}^{ref}$  keinen Einfluss auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse sind im Bild 7.17 und Bild 7.18 als  $(\sigma'_{xx}-\sigma'_{zz})/2-\varepsilon_{xx}$ -Diagramm dargestellt.

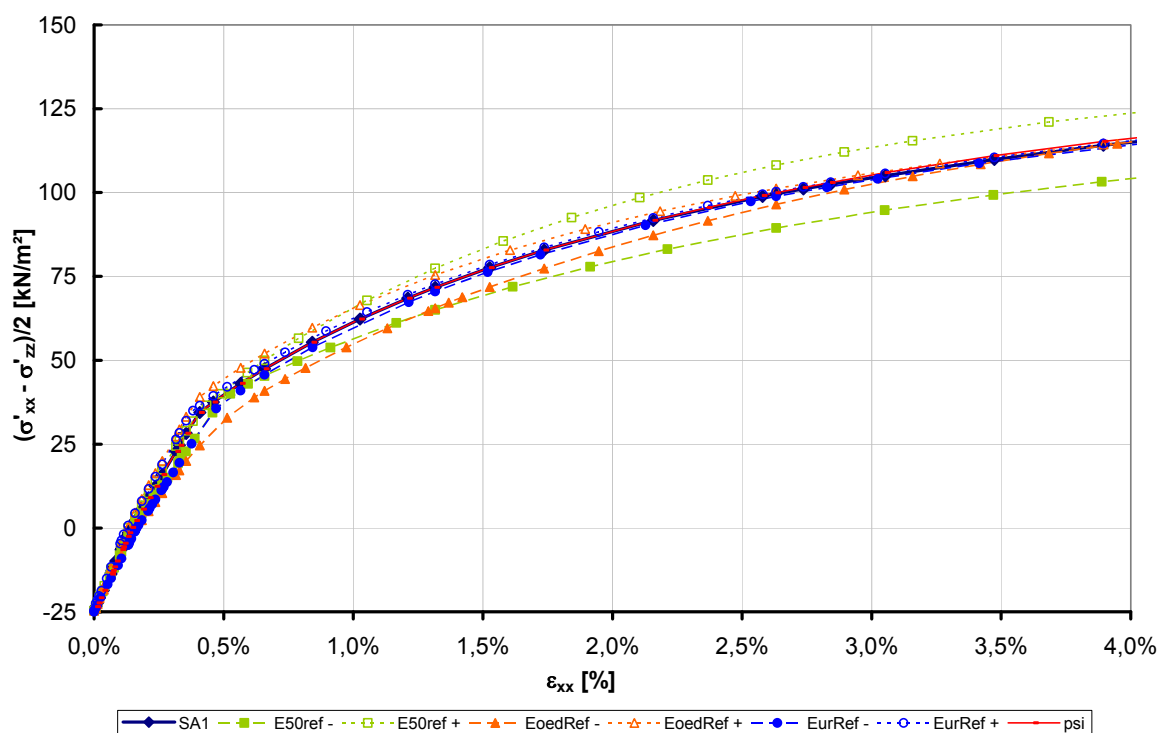


Bild 7.17: Sensitivitätsanalyse der Eingangsparameter HS – Biaxialversuch, normalkonsolidiert

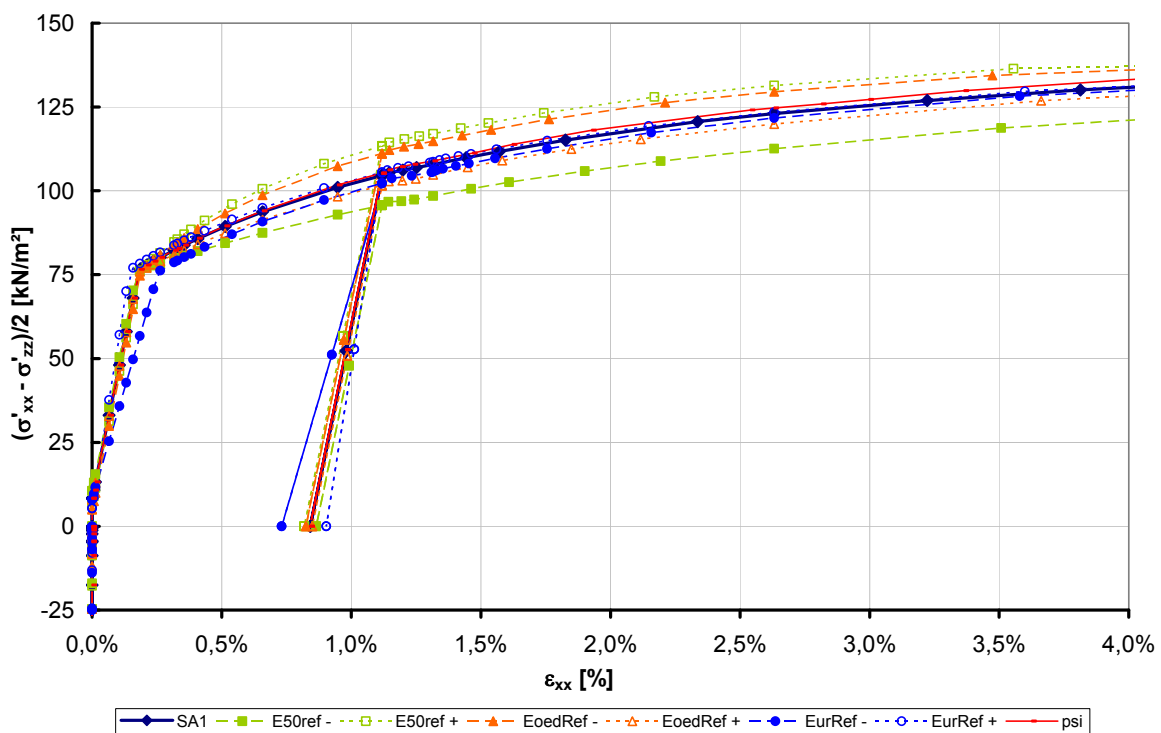


Bild 7.18: Sensitivitätsanalyse der Eingangsparameter HS – Biaxialversuch, überkonsolidiert

## 8 Vergleichsberechnungen mit der FE-Methode

### 8.1 Allgemeines

Auf Basis der in Abschnitt 5 dargestellten Laboruntersuchungen gelang es, eine Mobilisierungsfunktion abzuleiten, die sowohl für nichtbindige als auch für bindige Böden gilt und zugleich eine Vorbelastung infolge Aushubentlastung berücksichtigt (vgl. Abschnitt 6). Der Steifigkeitsfaktor  $b$  der Mobilisierungsfunktion (Formel (6.1) bzw. (6.3)) ist dabei keine Bodenkenngroße. In den nachfolgenden Abschnitten wird der Steifigkeitsfaktor  $b$  anhand der Ergebnisse von FE-Berechnungen bestimmt, die im Zuge unterschiedlichster Projekte durchgeführt wurden. Dabei wurden zur Kalibrierung der FE-Berechnungen teilweise Messergebnisse aus Inklinometermessungen und aus Messungen der Steifen- bzw. Ankerkräfte verwendet.

In Abschnitt 8.7 wird abschließend eine Korrelation zwischen dem Steifigkeitsfaktor  $b$  und maßgebenden Bodenparametern aufgestellt, um den Faktor  $b$  für zukünftige Anwendungen abschätzen zu können. Dazu wird der Steifigkeitsfaktor  $b$  der Mobilisierungsfunktion (vgl. Abschnitt 6) so angepasst, dass die Ergebnisse der Mobilisierungsfunktion annähernd den FE-Ergebnissen entsprechen.

Zunächst werden in den nachfolgenden Abschnitten die zur Auswertung verwendeten Bauprojekte kurz vorgestellt. Außer bei den Baugruben der U-Bahn München, bei denen die Berechnungsmodelle bzw. die Eingabeparameter direkt an Feldmessungen kalibriert werden konnten, wurden für die vorliegende Untersuchung teilweise die Randbedingungen modifiziert. Teilweise wurden nicht die tatsächlich erkundeten Baugrundverhältnisse angesetzt, sondern diese wurden für die in den nachfolgenden Abschnitten dargestellte Parameterstudie modifiziert. Zum Beispiel wurden bei der Modellierung der Baugrube Westportal der geplanten Baumaßnahme 2. S-Bahn-Stammstrecke München zwei unterschiedliche Baugrubentiefen betrachtet. Um den Einfluss der Baugrubentiefe bewerten zu können, wurde abweichend zu den tatsächlichen Verhältnissen in beiden Fällen die gleiche Bodenschicht im Erdwiderlager der Baugrube angesetzt. Die Ergebnisse sind außer bei den beiden U-Bahn-Baugruben deshalb in der Praxis für die dargestellten Projekte nicht direkt verwendbar.

### 8.2 Beispiel Baumaßnahme U-Bahn München, Linie U3, Abschnitt Nord 2

#### 8.2.1 Allgemeines

Bei der U-Bahn München, Linie U3, Abschnitt Nord 2 wurde die Baugrube für den U-Bahnhof Leipziger Straße in Deckelbauweise mit 1,2 m dicken Schlitzwänden erstellt. Die Baugrubensohle liegt ca. 16 m unter GOK, die Einbindetiefe der Schlitzwand beträgt ca. 7,6 m. Im Zuge der Bauausführung wurden Neigungsmessungen sowie die Messung der Steifenkräfte über Dehnungsmessstreifen (DMS) durchgeführt. Die genaue Lage des Inklinometers und der gemessenen Steifen sind dem Grundriss und Längsschnitt des U-Bahnbauwerkes in Bild 8.1 zu entnehmen. Die Ergebnisse

der Messungen werden im nachfolgenden Abschnitt den Ergebnissen der FE-Berechnung gegenübergestellt und bewertet.

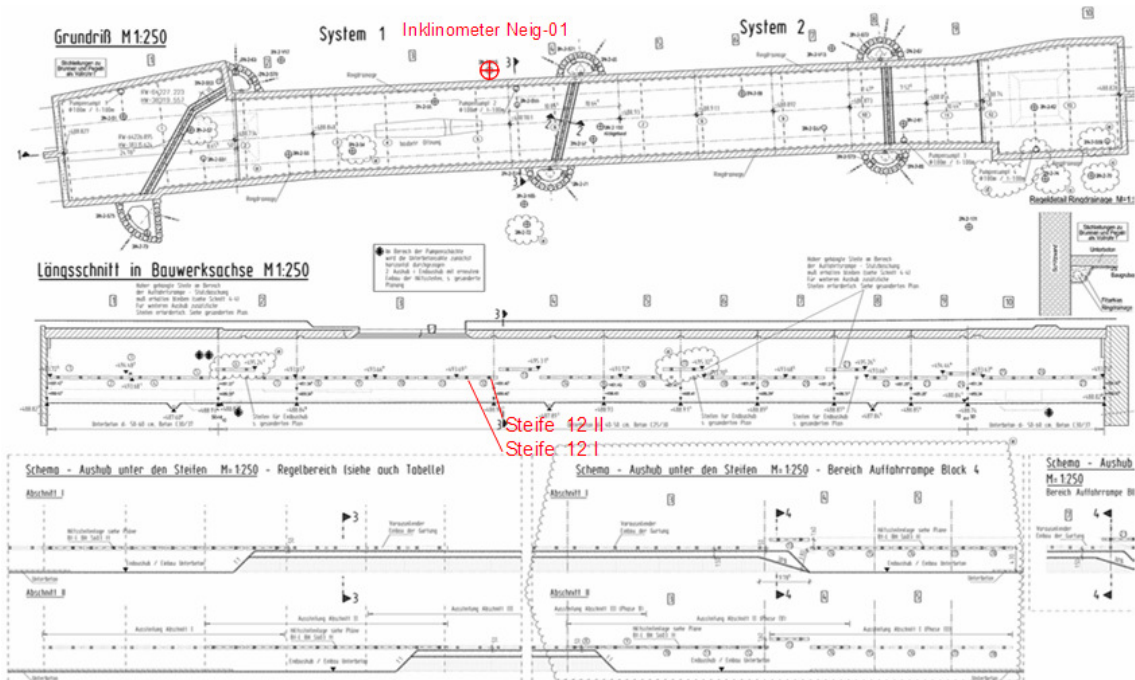


Bild 8.1: Grundriß und Längsschnitt - U-Bahn-München, Linie U3, Nord 2, Bf. Leipziger Straße, [U1]

In Bild 8.2 sind die Ergebnisse der Inklinometermessung für verschiedene Aushubzustände grafisch dargestellt. Bei einer Aushubtiefe von ca. 8 m wurde eine Fehlstelle in der nördlichen Schlitzwand zwischen Lamelle 17 und 18 festgestellt. Für die Sanierung wurde hinter der Schlitzwandfuge ein Düsenstrahlkörper hergestellt, der bis ca. 2 m unter der endgültigen Bauwerkssohle vorgesehen war. Der mögliche Schadensbereich befindet sich weniger als 4 m von dem Inklinometer entfernt. Alle Inklinometermessungen, die der Sanierung folgten, zeigen in den Ergebnissen einen markanten Bauch unterhalb des Tiefenbereiches der Baugrubensohle im Endzustand (vgl. Bild 8.2: links vor Sanierung; Mitte und rechts nach Sanierung der Schlitzwandfuge).

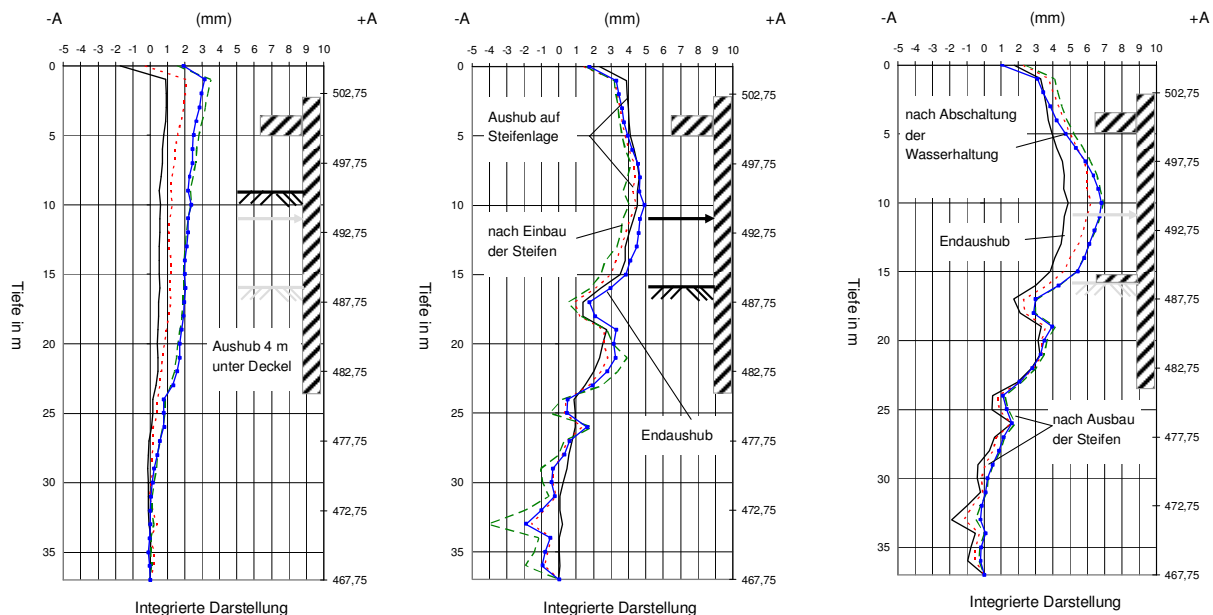


Bild 8.2: Ergebnisse der Inklinometermessung, Inklinometer Neig-01, +A in Richtung Baugrubensohle, aus [U1]

Inwieweit ein Zusammenhang zwischen Sanierung und dem Bauch in den Messergebnissen besteht, konnte nicht zweifelsfrei geklärt werden. Falls eine Beeinflussung der Messergebnisse vorliegt, scheint sie nur lokal begrenzt zu sein, so dass unter Berücksichtigung der genannten Einflüsse die Inklinometermessungen für eine Kalibrierung der FE-Berechnungsergebnisse verwendet werden können.

### 8.2.2 FE-Berechnungen

Mit dem Programm PLAXIS wurden zweidimensionale Finite-Element Berechnungen durchgeführt. Das in Bild 8.3 dargestellte Berechnungsmodell wurde aus den Unterlagen [U1] modelliert.

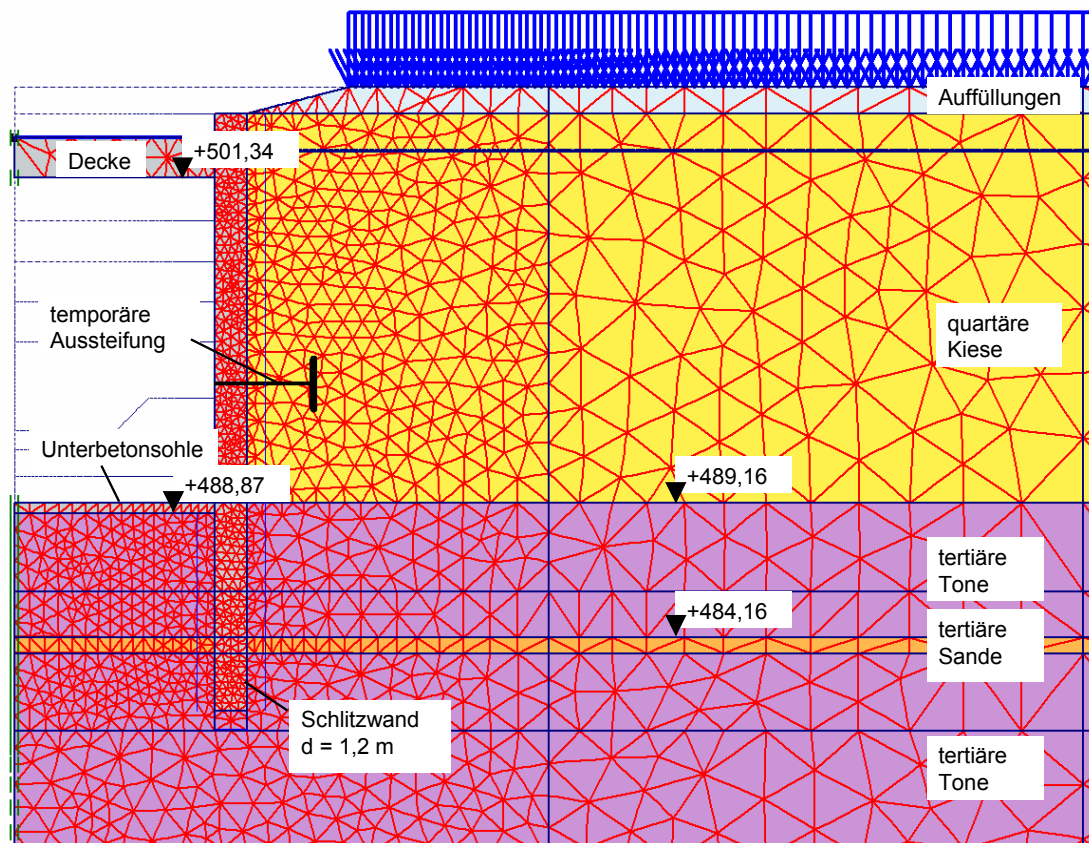


Bild 8.3: Berechnungsmodell (Ausschnitt) – U-Bahn München, U3N2 – Bf. Leipziger Straße

Aus den Ergebnissen des Abschnittes 5.4 und aus den Angaben der Unterlagen zum Projekt wurde eine Bandbreite an Bodenkenngrößen abgeleitet und numerisch untersucht. Neben der Variation der Steifigkeit des Bodens (Parameter  $E_{50}$ ,  $E_{oed}$ ,  $E_{ur}$ ,  $m$ ) wurden das Stoffmodell "Hardening-Soil" (vgl. Abschnitt 7.1.1) und das Stoffmodell "Hardening-Soil mit Small-Strain-Stiffness" (HS-small - vgl. Abschnitt 7.1.2) angewendet. Das Modell HS-small verwendet die gleichen Eingangskenngrößen wie das HS-Modell, allerdings werden zwei zusätzliche Parameter, der Schubmodul  $G_0$  und die Referenzscherdehnung  $\gamma_{0,7}$  benötigt. Die Eigenschaften einer erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen werden somit beim "HS-small" Modell direkt berücksichtigt. Beim HS-Modell können die Eigenschaften bei kleinen Dehnungen teilweise indirekt modelliert werden. Dazu wird den Bodenschichten unterhalb der Baugrubensohle tiefenabhängig eine erhöhte Steifigkeit zugewiesen. Somit konnten rechnerisch die Hebungen der Baugrubensohle reduziert werden, die sonst unrealistisch hohe Werte angenommen hätten.

Es hat sich allerdings in den Berechnungen gezeigt, dass sich durch diese Anpassung beim Stoffmodell "Hardening-Soil" im Vergleich ohne Erhöhung der Steifigkeit unterhalb der Baugrubensohle zwar die Hebungen der Baugrubensohle und an der Geländeoberfläche direkt im Anschluss an die Verbauwand infolge Aushubentlastung reduzieren ließen, allerdings wurden die Horizontalverformungen der Verbauwand nur geringfügig verändert. Um die gemessenen Verformungen der Verbauwand im Berechnungsmodell rechnerisch nachbilden zu können, wären Steifigkeiten des Bodens auch oberhalb der Baugrubensohle anzusetzen, die deutlich höher als die Erfahrungswerte für das Münchener Tertiär und die Angaben in Abschnitt 5.4 sind. Dagegen können bei Ansatz des Stoffmodells "HS-small" die gemessenen Verformungen der Baugrube mit Steifigkeiten abgebildet werden, die innerhalb der in Abschnitt 5.4 angegebenen Bandbreite liegen. Deshalb werden für alle

in dieser Arbeit behandelten Baugruben nur die Ergebnisse ausgewertet, die mit dem Stoffmodell "HS-small" berechnet wurden.

Weiterhin wurde die Überkonsolidation des Tertiärs gemäß Abschnitt 7.2 angesetzt. Es wurde also im Berechnungsmodell keine Vorbelastung durch eine Auflast simuliert, die entsprechend dem verwendeten Stoffmodell eine Verschiebung der Fließflächen  $f^s$  und  $f^c$  bewirken würde. Lediglich für die Bestimmung des Primärspannungszustandes wurden für Bodenschichten des Tertiärs erhöhte Seitendruckbeiwerte angegeben. Diese wurden auf Grundlage der Formel (5.2) für bindige Böden bzw. für nichtbindige nach Formel (6.2) berechnet.

Die gemessenen Verformungen und Steifenkräfte der Baugrube konnten mit folgendem Datensatz in den FE-Berechnungen realitätsnah abgebildet werden. Der Dilatanzwinkel  $\psi$  wurde einheitlich bei allen Böden – wie auch in den nachfolgenden Abschnitten bei den weiteren Baugruben – zu Null gesetzt. Vergleichsberechnungen haben gezeigt, dass solange keine Bruchzustände untersucht werden, der Einfluss der Dilatanz  $\psi$  auf die in der vorliegenden Arbeit benötigten Berechnungsergebnisse sehr gering ist.

Hardening-Soil Small-Strain-Stiffness		1 Auffüllungen	2 Quartäre Kiese	3 Tertiäre Tone und Schluffe	4 Tertiäre Sande
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20/11	23/14	20/11	21/12
Kohäsion $c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 <sup>*)</sup>	0,5 <sup>*)</sup>	30,0	0,5 <sup>*)</sup>
Reibungswinkel $\varphi$	[°]	25,0	37,5	20,0	35,0
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0	0	0	0
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	20	80	90	90
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	20	80	90	90
Wiederbelastungs-/ Entlastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	50	160	180	180
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	[kN/m <sup>2</sup> ] / [-]	100 / 0,6			
Querdehnzahl für Wiederbe- und Entlastung $\nu_{ur}$	[-]	0,3	0,2	0,275	0,2
Seitendruckbeiwert $K_0$ (nur zur Bestimmung des Primärspannungszustandes)	[-]	0,577	0,391	0,8 (Schichten unterhalb UK Schlitzwand 0,7)	0,6 (Schichten unterhalb UK Schlitzwand 0,5)
Referenzschubmodul bei kleinen Dehnungen $G_0^{ref}$ (nur bei HS-small)	[MN/m <sup>2</sup> ]	100	320	360	360
Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ (nur bei HS-small)	[-]	$1 \cdot 10^{-4}$		$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

<sup>\*)</sup> Kohäsion als numerische Rechenhilfe

Tabelle 8.1: Bodenkenngrößen



Verbauwände, Aussteifungen und Zwischenscheiben können im Programmpaket PLAXIS sowohl als Volumenelemente als auch als Strukturelemente abgebildet werden. Strukturelemente (Platten, Anker, Geotextilien, usw.) sind zur Modellierung von schlanken Strukturen im Boden vorgesehen, die eine definierte Biege- und Dehnsteifigkeit besitzen. Volumenelemente (sog. Cluster) sind für mächtigere Elemente geeignet. Ihnen können verschiedene verfügbare Stoffmodelle mit den entsprechenden Materialkenngrößen zugewiesen werden.

Der Beton der Schlitzwand und der Decke wurde mit einem linear-elastischen Stoffmodell und mit Volumenelementen modelliert. Die angesetzten Parameter können Tabelle 8.2 entnommen werden.

Für die Abtragung von Horizontalkräften wurde die temporäre Steife mit dem Strukturelement Anker modelliert.

	Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E-Modul [MN/m <sup>2</sup> ]	Querdehnzahl $\nu$ [-]	Dehnsteifigkeit EA [kN/m]
Beton für Verbauwände und Decke	25	29900	0,2	-
Hilfssteife		-		2.247.500

Tabelle 8.2: Materialkennwerte

Alle Berechnungsschritte wurden den jeweiligen Herstellungsschritten der Baugrube angepasst und mit jeweils einer eigenen Berechnungsphase modelliert.

- Aktivierung der Verbauwände
- Aushub der Baugrube bis unterhalb der Decke
- Einbau der Decke
- Aushub der Baugrube bis unterhalb der Hilfssteife
- Einbau und Vorspannen der Hilfssteife
- Aushub bis BGS
- Einbau der Unterbetonsohle und Ausbau der Hilfssteife

### 8.2.3 Berechnungsergebnisse

Die FE-Berechnungen wurden hinsichtlich der Horizontalverformungen der Verbauwand bzw. im Abstand des Inklinometers zur Verbauwand ausgewertet und den Ergebnissen der Inklinometermessungen gegenübergestellt (Bild 8.4).

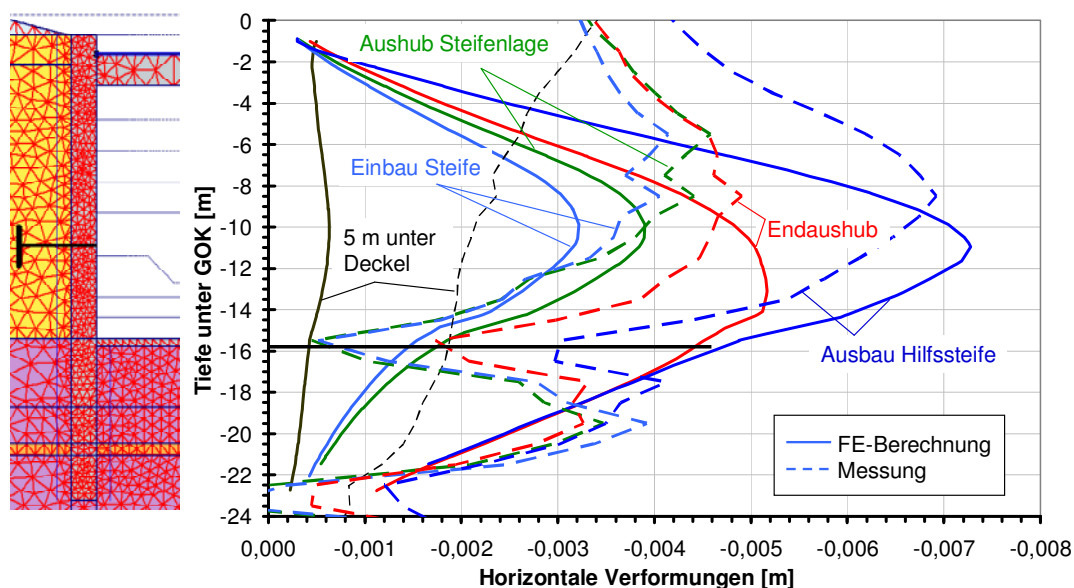


Bild 8.4: Vergleich Inklinometermessungen – FE-Berechnungen – Baumaßnahme U3N2

Aus dem Bild 8.4 wird ersichtlich, dass das Inklinometerrohr bereits ab einem Aushubzustand von ca. 5 m unterhalb der Oberkante des Deckels Kopfverschiebungen von ca. 3,5 mm erfahren hat, obwohl die Baugrube in Deckelbauweise erstellt wurde und die Verbauwand am Kopf durch die Betondecke gestützt wird. Die Horizontalverschiebungen sind nach Ausbau der Hilfssteife im Bereich der Decke auf insgesamt 5 mm angewachsen. Das Ergebnis der FE-Berechnung zeigt hier deutlich geringere Kopfverschiebungen. Nach Einbau des Deckels wurden im Kopfbereich nur noch minimale horizontale Verformungen berechnet ( $< 1,5$  mm). Neben Einflüssen aus dem Baubetrieb, die ggf. das Inklinometerrohr in der Lage verändert haben, können auch durch Kriechen oder Schwinden des Betons Verformungen trotz Aussteifungsdecke aufgetreten sein. Beide theoretisch denkbaren Möglichkeiten können mit dem verwendeten Stoffmodell numerisch nicht simuliert werden. Unter Berücksichtigung der genannten Einflüsse (auch die im Abschnitt 8.2.1 beschriebene Sanierungsmaßnahme an der Schlitzwand) ist eine gute Übereinstimmung zwischen den Inklinometermessungen und den FE-Berechnungen vorhanden.

Wie in Bild 8.6 dargestellt, stimmt ebenfalls die aus der FE-Berechnung ermittelte Steifenkraft mit den Messungen an zwei Steifen sehr gut überein.

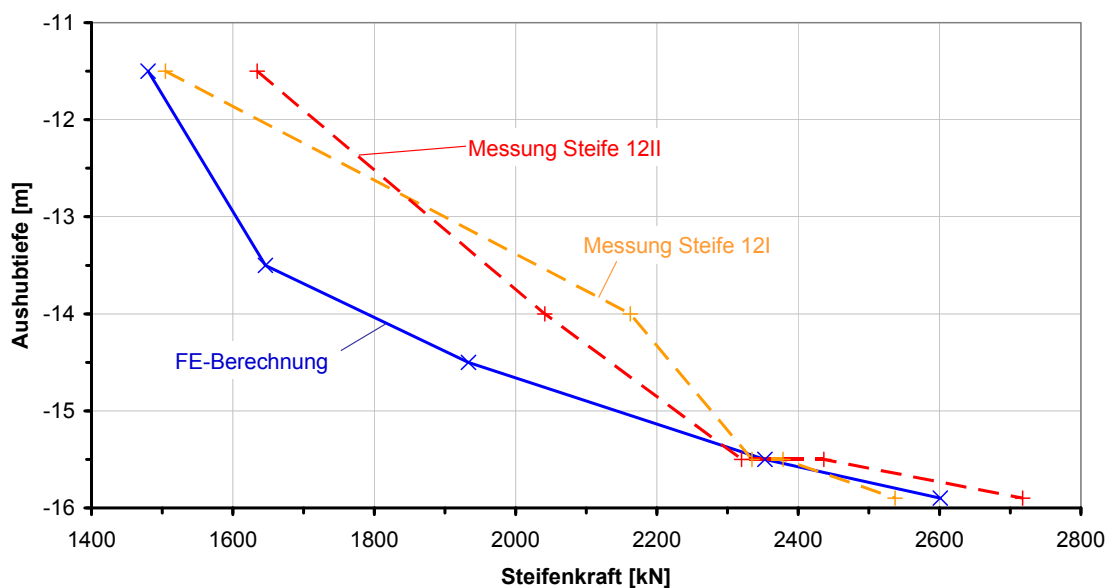


Bild 8.5: Vergleich Messung Steifenkräfte – FE-Berechnungen – Baumaßnahme U3N2

Der Vergleich der FE-Berechnungen mit den Messungen hat gezeigt, dass mit den im Abschnitt 5.4 ermittelten spannungsabhängigen Steifigkeiten die Baugrundverhältnisse des Münchener Tertiärs zutreffend abgebildet werden können. Dabei wurde eine Bandbreite abgeleitet, die sich in "weich", "mittel" und "steif" unterteilen lässt. Die Messergebnisse konnten unter Verwendung des Stoffmodells "HS-small" zutreffend mit dem System "steif" beschrieben werden. Dies bestätigt die im Abschnitt 5.4 beschriebene Theorie, dass die aus den Laborergebnissen ermittelten Steifigkeiten für das Münchener Tertiär eher der unteren Bandbreite der tatsächlich vorhandenen Steifigkeiten entsprechen.

### 8.3 Beispiel Baumaßnahme U-Bahn München, Linie U3, Abschnitt Nord 3

#### 8.3.1 Allgemeines

In München wurde ausgehend vom Bahnhof OEZ über den Bahnhof Leipziger Straße zum Bahnhof Moosach die U-Bahnlinie U3 Nord erweitert. Für die in offener Bauweise zu erstellenden Bereiche des Bahnhofs Moosach (Westteil) ist für die Einhaltung des Lichtraumprofils für die Abstellanlage der U-Bahn ein Gebäude zu "unterschneiden". Es wurde deshalb eine schräge Bohrpfahlwand mit einer Neigung von ca. 12° hergestellt (vgl. Bild 8.6).

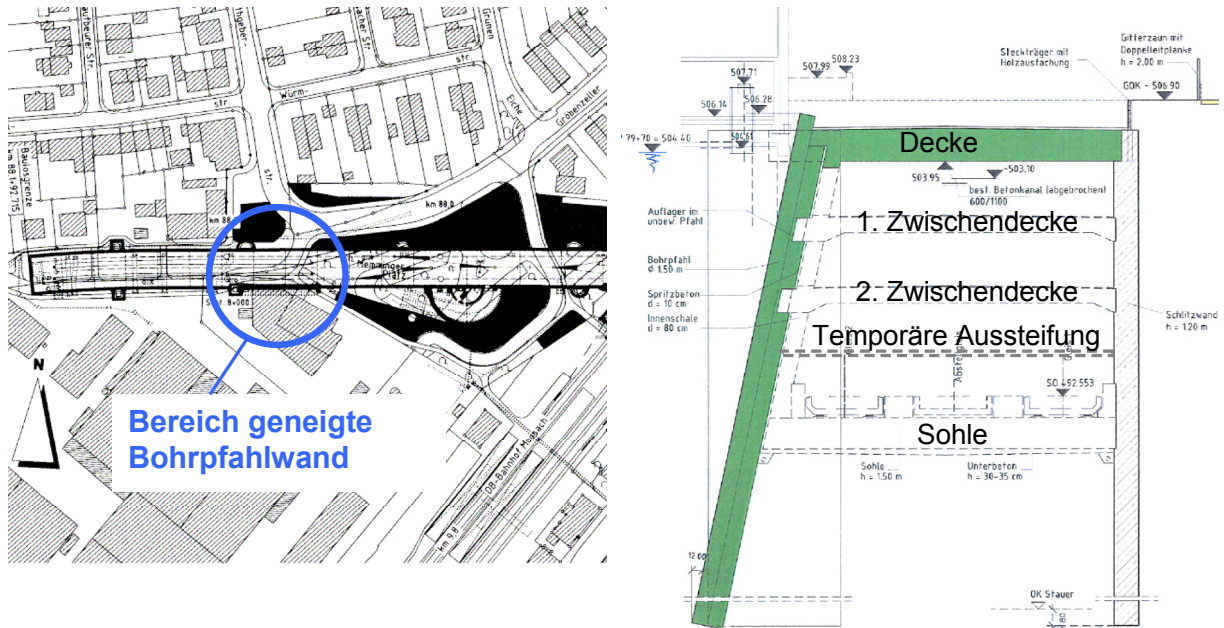


Bild 8.6: Lageplan und Schnitt – U-Bahn-München, Linie U3, Nord 3, Bf. Moosach, aus [U2]

Aufgrund der vorhandenen Randbedingungen – einseitige Schrägpfahlwand mit einer über Steifenlagen verbundenen, gegenüberliegenden, vertikalen Schlitzwand sowie hoher, nur auf der Seite der Schrägpfahlwand vorhandener Gebäudelast – können herkömmliche Bemessungsprogramme von Baugruben die Gesamtverformung der Baugrube nicht realistisch ermitteln. Zur Abschätzung der Verformungen wurden deshalb vorab FE-Berechnungen durchgeführt und während der Bauausführung die Verformungen der Verbauwand in diesem Bereich durch je einen Inklinometer auf beiden Seiten der Trasse beobachtet. Zusätzlich wurden die Kräfte in der temporären Steifenlage gemessen (Bild 8.7).

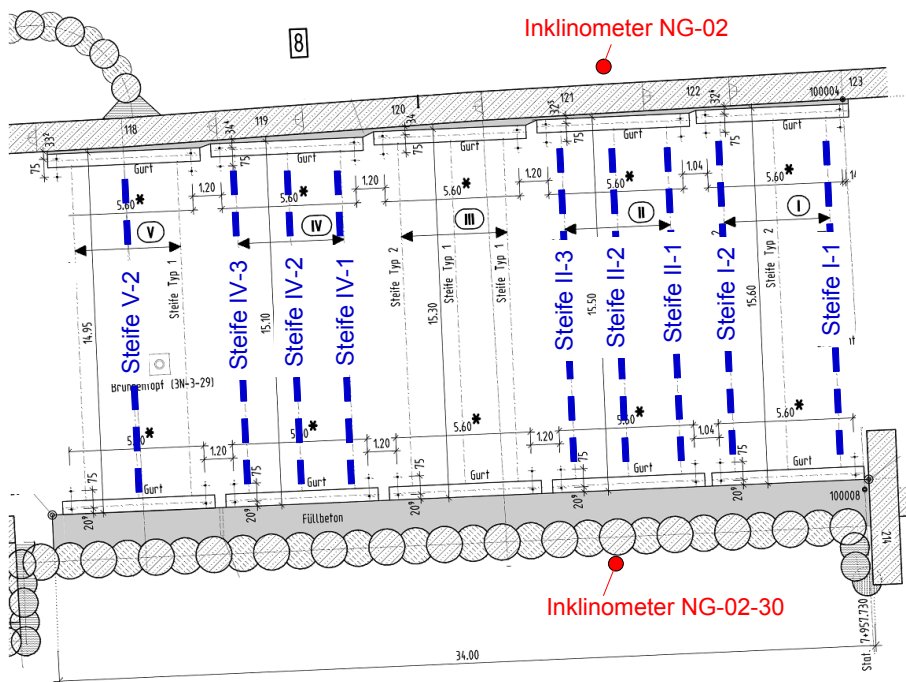


Bild 8.7: Grundriss Lage Inklinometer und Steifen - U-Bahn-München, Linie U3, Nord 3, Bf. Moosach

Während der Bauausführung kam es durch eine Fehlstelle zwischen der Schrägpfahlwand und der anschließenden Schlitzwandlamelle zu einem kleinen Bodeneintrag in die Baugrube. Zu diesem Zeitpunkt waren die temporären Aussteifungskombinationen I und II eingebaut und es erfolgte der Aushub unterhalb der temporären Aussteifungsebene (vgl. Bild 8.7). Durch den Bodeneintrag in die Baugrube konnte sich vermutlich der Boden lokal hinter der Verbauwand bzw. der Bereich um den Inklinometer geringfügig entspannen. Da der Fehlstellenbereich weniger als 10 m vom Inklinometerrohr NG-02-30 entfernt lag, sind die Ergebnisse der nach diesem Ereignis durchgeführten Inklinometermessungen dadurch mit großer Wahrscheinlichkeit beeinflusst worden. Die Inklinometermessungen zeigen nach dem Schadensfall deutlich geringere horizontale Verformungen an, die nach erfolgter Sanierung der Fehlstelle trotz weiteren Aushubs nicht mehr die Größenordnung vor dem Eintritt des Schadens erreichten (vgl. Bild 8.8). Allerdings ist das Verformungsniveau insgesamt sehr gering.

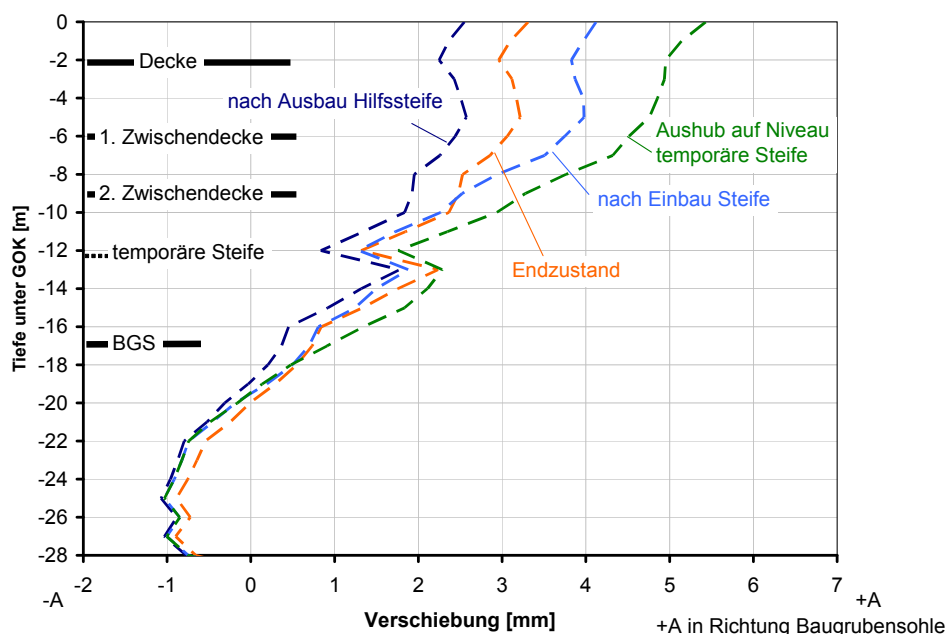


Bild 8.8: Messergebnisse Inklinometer NG-02-30

Die Messergebnisse nach dem Eintritt des beschriebenen Ereignisses weichen somit von den Ergebnissen der FE-Berechnungen ab, da in den Berechnungen der Schaden nicht modelliert wurde. Es wird auf die Auswertung der Steifenkombinationen I und II verzichtet, die direkt im Bereich der Inklinometer liegen. Sie zeigen nach dem Schadensfall einen deutlichen Abfall in den Steifenkräften. Ersatzweise werden für die Auswertung die Messergebnisse der Steifenkombinationen IV und V verwendet, die erst zu einem späteren Zeitpunkt eingebaut wurden und außerhalb des vermuteten Einflussbereiches des Schadens liegen.

### 8.3.2 FE-Berechnungen

Zur Abschätzung der zu erwartenden Verformungen wurden zweidimensionale Finite-Element-Berechnungen mit dem Programm PLAXIS durchgeführt. In Bild 8.9 ist das Berechnungsmodell mit dem geologischen Schichtaufbau grafisch dargestellt.

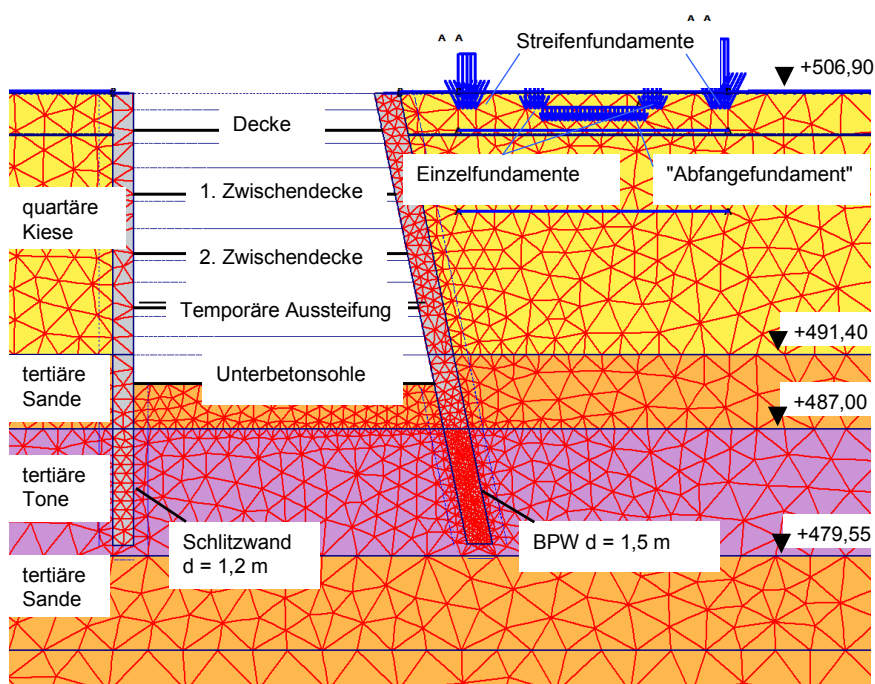


Bild 8.9: Berechnungsmodell (Ausschnitt), aus [U2]

Der Wasserdruckansatz ist in Bild 8.10 dargestellt. Innerhalb der Baugrube wurde ausgehend vom abgebildeten Wasserdruck das Quartärwasser im Zuge des Aushubs bis zur entsprechenden Aushub- bzw. Zwischenaushubsohle abgesenkt.

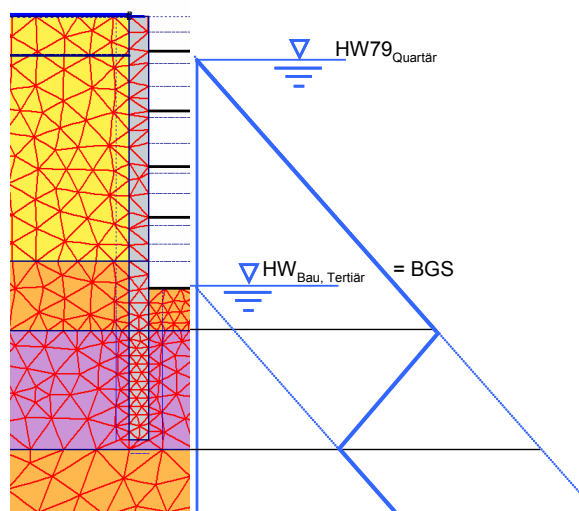


Bild 8.10: Wasserdruckansatz außerhalb der Baugrube; innerhalb erfolgt die Absenkung mit dem Aushub, aus [U2]

Analog zu den Angaben in Abschnitt 8.2.2 wurde aus den bisherigen Untersuchungen eine Bandbreite an Bodenkenngrößen abgeleitet und numerisch untersucht. Neben der Variation der Steifigkeit des Bodens (Parameter  $E_{50}$ ,  $E_{oed}$ ,  $E_{ur}$ ,  $m$ ) wurden wie bei der Baumaßnahme U3N2 das Stoffmodell "Hardening-Soil mit Small-Strain-Stiffness" (HS-small - vgl. Abschnitt 7.1.2) angewendet und die Überkonsolidation des Tertiärs gemäß Abschnitt 7.2 angesetzt.

Folgende Eingabeparameter liegen der Berechnung zu Grunde:

Hardening-Soil Small-Strain-Stiffness		1 Quartäre Kiese	2 Tertiäre Tone und Schluffe	3 Tertiäre Sande
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	23/14	20/11	21/12
Kohäsion $c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 <sup>1)</sup>	30,0	0,5 <sup>1)</sup>
Reibungswinkel $\varphi$	[°]	37,5	20,0	35,0
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0	0	0
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	80	90	90
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	80	90	90
Wiederbelastungs-/Entlastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	160	180	180
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	[kN/m <sup>2</sup> ] / [-]	100 / 0,6		
Querdehnzahl für Wiederbe- und Entlastung $\nu_{ur}$	[-]	0,2	0,275	0,2
Seitendruckbeiwert $K_0$ (nur zur Bestimmung des Primärspannungszustandes)	[-]	0,391	0,8	0,6 (Schichten unterhalb UK Verbauwand 0,5)
Referenzschubmodul bei kleinen Dehnungen $G_0^{ref}$ (nur bei HS-small)	[MN/m <sup>2</sup> ]	320	360	360
Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ (nur bei HS-small)	[-]	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

<sup>1)</sup> Kohäsion als numerische Rechenhilfe

Tabelle 8.3: Bodenkenngrößen

Der Beton der Bohrpfahlwände und der Schlitzwand wurde mit einem linear-elastischen Stoffmodell und mit Volumenelementen modelliert. Die angesetzten Parameter können Tabelle 8.4 entnommen werden. Für die Abtragung von Horizontalkräften wurden Steifen mit dem Strukturelement Anker modelliert. Bei Ankerelementen wurde eine Dehnsteifigkeit EA gemäß den Angaben der statischen Berechnung angesetzt [U2].

	Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E-Modul [MN/m <sup>2</sup> ]	Querdehnzahl $\nu$ [-]	Dehnsteifigkeit EA [kN/m]
Beton für Verbauwände	25	30000	0,2	
Decke				40.500.000
Zwischendecke				22.680.000
Unterbeton				8.100.000
Hilfssteife				445.500

Tabelle 8.4: Materialkennwerte



Zwischen den Bohrpfählen und dem angrenzenden Boden wurden im Geometriemodell so genannte Interface-Elemente eingefügt. Dadurch wird der Übergang des Bodens zur Verbauwand simuliert, dessen Verhalten zwischen ideal glatt und völlig rauh liegt. Bestimmt wird diese Eigenschaft durch den Scherfestigkeits-Reduktionsfaktor  $R_{\text{inter}}$ . Hierbei wird die Scherfestigkeit des angrenzenden Bodens im Interface mit dem Faktor  $R_{\text{inter}}$  angepasst. Unabhängig von der Bodenschicht wurde in den Berechnungen der Faktor  $R_{\text{inter}} = 0,5$  angesetzt.

### Berücksichtigung der Gebäudelast

Im Einflussbereich der Baugrube steht das Meiller-Gebäude. Die Fundamentlasten und die geometrischen Abmessungen sind Bild 8.11 zu entnehmen.

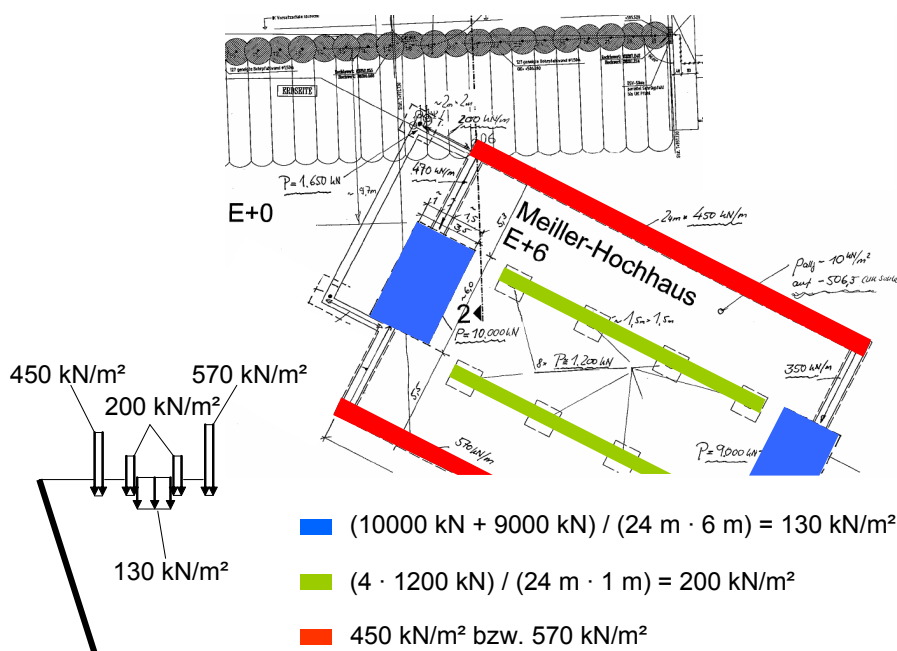


Bild 8.11: Ansatz der Gebäudelast

Für das zweidimensionale FE-System wurde ein vereinfachter Lastansatz gewählt. Dabei wurden die Lasten der Streifenfundamente, die auf der gesamten Gebäudelänge wirken, vollständig angesetzt. Die Lasten der Einzel- bzw. "Abfangfundamente" wurden auf die Gebäudelänge von 24 m "verschmiert" (vgl. Bild 8.11). Dieser Lastansatz liegt auf der sicheren Seite und wurde vorab der Herstellung der Baugrube für die Verformungsprognose verwendet. Für eine Rückrechnung der gemessenen Verformungen sind die obigen Lastansätze zu ungünstig. Einerseits steht das Meiller-Gebäude nicht parallel zur Baugrube, so dass die Lastverteilung auf die Verbauwand tatsächlich günstiger zu bewerten ist. Weiterhin sind bei der überschlägigen Ermittlung der Gebäudelasten sämtliche Verkehrslasten voll angesetzt. Da die tatsächlichen Gebäudelasten nicht bekannt sind, wurden die in Bild 8.11 angegebenen Lasten vereinfachend auf 50 % reduziert.

### Berechnungsphasen

Der Primärspannungszustand wurde bei horizontaler Geländeoberfläche mit den in Bild 8.9 angegebenen Schichtgrenzen und Bodenschichten ermittelt. Infolge der Überkonsolidation des Münchner Baugrundes wurde den tertiären Bodenschichten ein erhöhter Seitendruckbeiwert gemäß Tabelle 8.3 zugewiesen, der nur bei der Ermittlung des Primärspannungszustandes verwendet wurde.



Anschließend wurden in einem ersten Berechnungsschritt die Gebäudelast des Meiller-Gebäudes und eine Flächenlast von  $10 \text{ kN/m}^2$  aktiviert. Anschließend wurden die Verformungen auf Null gesetzt, die eingepprägten Spannungszustände aber beibehalten.

Alle weiteren Berechnungsschritte wurden den jeweiligen Herstellungsschritten der Baugrube angepasst und mit jeweils einer eigenen Berechnungsphase modelliert.

- Aktivierung der Verbauwände
- Aushub der Baugrube bis unterhalb der Decke
- Einbau der Decke
- Aushub der Baugrube bis unterhalb der 2. Zwischendecke
- Einbau der 1. und 2. Zwischendecke
- Aushub der Baugrube bis unterhalb der Hilfssteife
- Einbau und Vorspannen der Hilfssteife
- Aushub bis BGS
- Einbau der Unterbetonsohle
- Ausbau der Hilfssteife

### 8.3.3 Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse werden nachfolgend hinsichtlich der horizontalen Wandverformungen der geneigten Bohrpfehlwand und der vertikalen Schlitzwand ausgewertet und mit den Ergebnissen der Inklinometermessungen verglichen.

#### Verformungen der geneigten Bohrpfehlwand

In Bild 8.12 sind die berechneten horizontalen Wandverformungen der Schrägpfehlwand (durchgezogene Linien) den Ergebnissen der Inklinometermessungen (gestrichelte Linien) in Abhängigkeit vom Bauzustand gegenübergestellt.

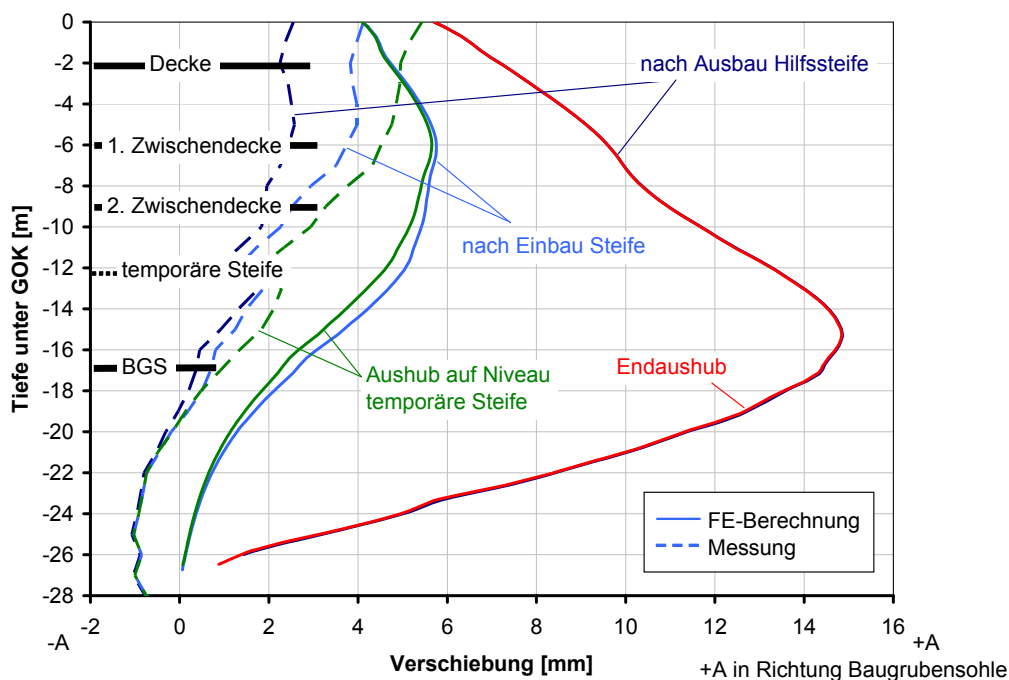


Bild 8.12: Vergleich Inklinometermessungen – FE-Berechnungen – Baumaßnahme U3N3 – Schrägpfehlwand

Die FE-Berechnungsergebnisse zeigen für die Bauzustände "Endaushub" bzw. "nach Ausbau Hilfssteife" deutlich größere Verformungen an, als sie gemessen wurden. Die Messergebnisse dieser Bauzustände wurden hier durch die Entspannung des Bodens nach der Undichtigkeit in der Wand beeinflusst und sind für den Vergleich nicht wertbar (vgl. Abschnitt 8.3.1). Bei den Bauzuständen "Aushub auf Niveau temporäre Steife" und "nach Einbau Steifen", die vor dem Schadenseintritt liegen, kann eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Messungen und der Berechnung festgestellt werden. Die Berechnungen zeigen zwar etwas größere Horizontalverformungen als die Messungen an, allerdings ist das Gesamtverformungsniveau von unter 6 mm sehr gering und der Verlauf der Verformungskurve über der Tiefe annähernd gleich. Nur direkt unterhalb der Geländeoberfläche sind Abweichungen in der Kopfverschiebung vorhanden. Hier können aber auch äußere Einflüsse aus dem Baubetrieb die Messergebnisse verfälscht haben.

### Verformungen der vertikalen Schlitzwand

Bei der vertikalen Schlitzwand gelten hinsichtlich der Wertung der Inklinometermessungen die gleichen Angaben wie bei der geneigten Wand. Auf dieser Seite sind zwar während der Herstellung keine Unregelmäßigkeiten festgestellt worden, allerdings sind die gegenüberliegenden Verbauwände über die Steifen gekoppelt. Durch Entspannungen des Baugrundes auf Seiten der schrägen Wand verringert sich auch die Aussteifungskraft auf Seiten der Vertikalwand, so dass dort größere Verformungen denkbar sind. Dies zeigt sich auch in Bild 8.13.

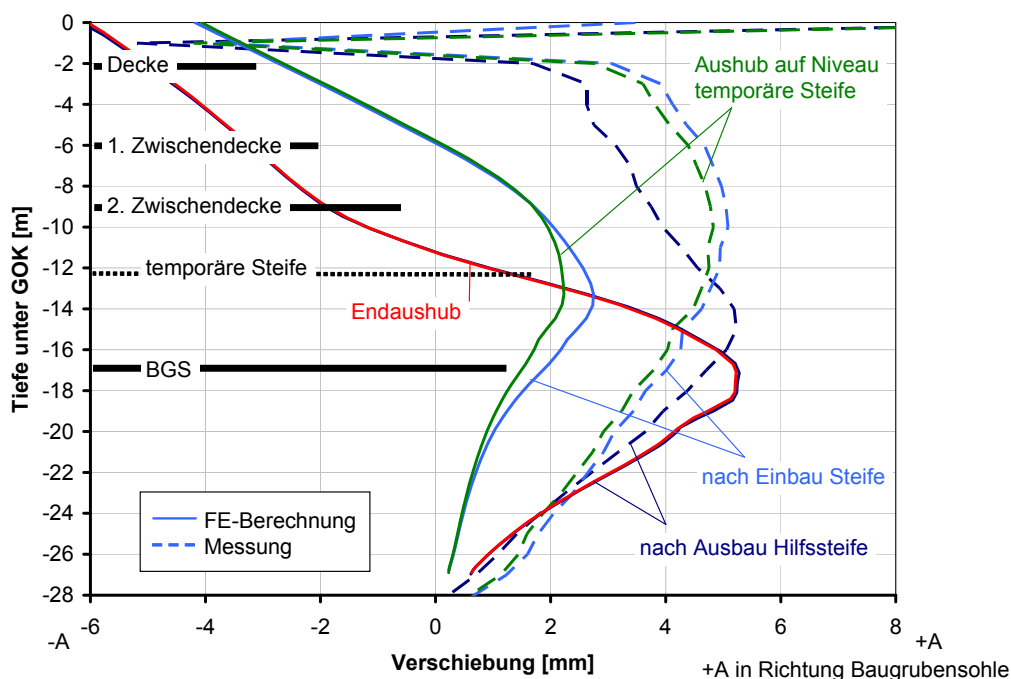


Bild 8.13: Vergleich Inklinometermessungen – FE-Berechnungen – Baumaßnahme U3N3 – vertikale Schlitzwand

Die Messergebnisse zeigen hier größere Verformungen an als die Berechnungsergebnisse. Aber auch vor dem Schadenseintritt sind Unterschiede feststellbar. Hier konnten die FE-Berechnungen nicht das tatsächliche Verhalten abbilden. Durch die Kopplung der beiden Verbauwände wird auf Höhe der Decke die Verbauwand gegen das Erdreich gedrückt. Dies ist bei den Ergebnissen der Inklinometermessungen nicht erkennbar. Bei den Berechnungen kann dies darauf zurückgeführt

werden, dass unterschiedliche Lasten hinter der Schrägpfahlwand und der Vertikalwand angesetzt wurden. Auf Seiten der Vertikalwand wurde nur eine Flächenlast von  $10 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Dagegen muss der Baugrund auf Seiten der Schrägpfahlwand die Lasten des Meiller Gebäudes (hier auf 50% reduziert) abtragen. Dadurch wirken zunächst unterschiedliche Erddrücke auf die beiden Wände, die über die Decke und der Steifenlage miteinander verbunden sind. Aus Gleichgewichtsgründen stellt sich deshalb eine asymmetrische Horizontalverformung ein (vgl. auch Bild 8.14). Durch die Neigung der Pfahlwand wird dies noch verstärkt, da durch Vertikalverformungen auch horizontale Verformungsanteile entstehen. Diese Mechanismen des Berechnungsmodells konnten durch die Messungen nicht belegt werden. Für eine Modifizierung des Berechnungsmodells fehlen hierzu Detailinformationen, so dass auf eine Anpassung verzichtet wurde. Einflüsse aus Kriechen und Schwinden des Betons wurden z.B. in den Berechnungen nicht berücksichtigt. Diese Effekte könnten Ursache sein, dass die Aussteifung durch die Decke in der Realität weicher ist, als in den Berechnungen angesetzt.

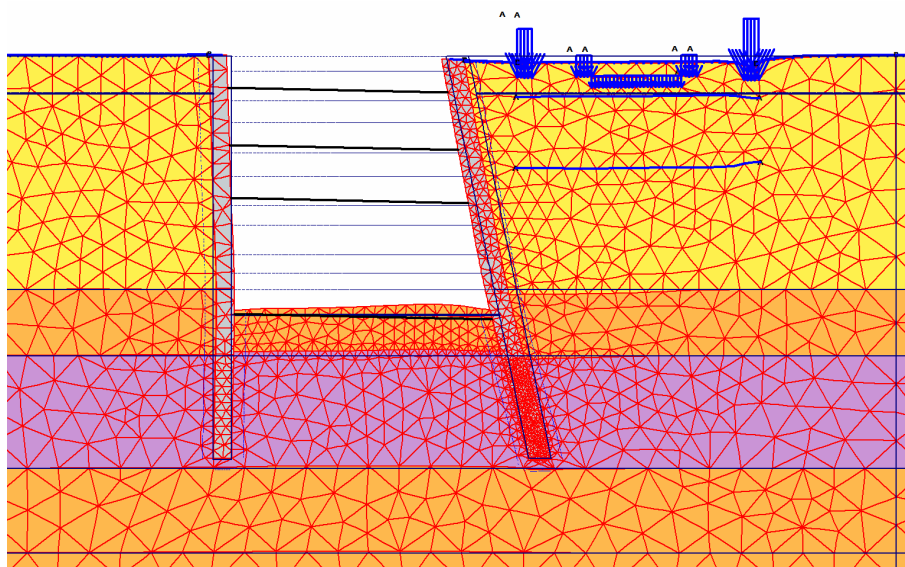


Bild 8.14: Gesamtverformungsbild zum Zeitpunkt Endaushub (50-fach überhöht dargestellt)

In Bild 8.15 werden die gemessenen Steifenkräfte aus den Steifen IV-1 bis IV-3 und V-2 gemäß Bild 8.7 der Steifenkraft aus der FE-Berechnung gegenübergestellt. Da die unterschiedlichen Steifen bei den gemessenen Steifenkräften teilweise erhebliche Unterschiede aufzeigten und eine genaue Zuordnung der jeweiligen Messung zu einem Aushubniveau schwierig ist (der Aushub erfolgt nicht von oben, sondern von der Seite), wird die gemessene Steifenkraft nur nummeriert dargestellt.

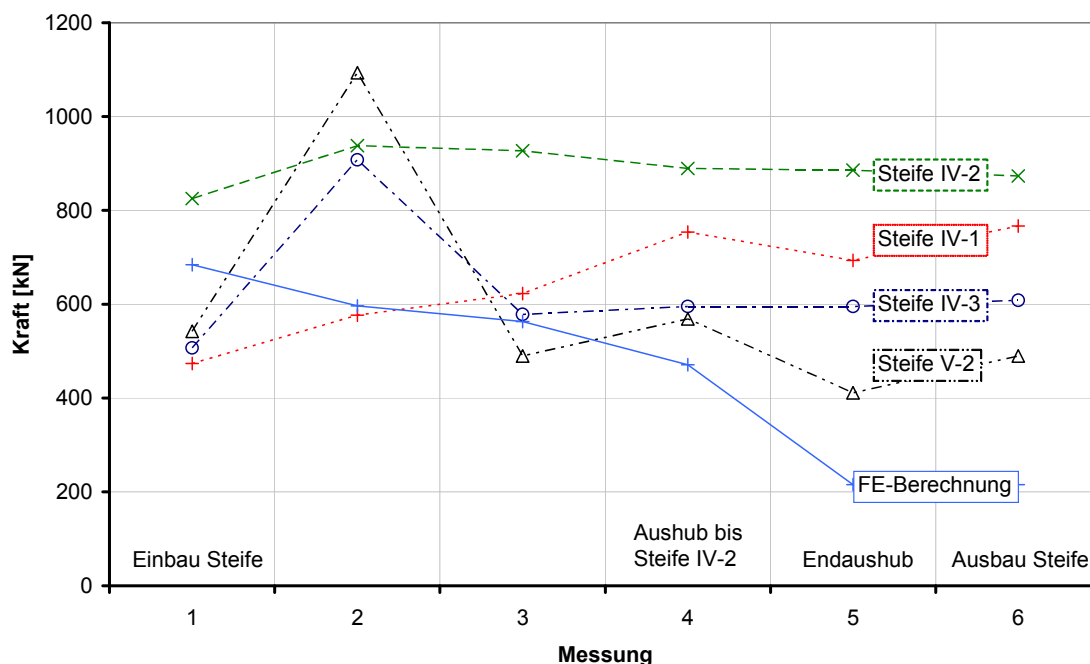


Bild 8.15: Vergleich Messung Steifenkräfte – FE-Berechnungen – Baumaßnahme U3N3

Durch die Streuung der Messergebnisse bei den einzelnen Steifen ist auch ein Vergleich mit der FE-Berechnung schwierig. Die Steifenkraft in der Berechnung reduziert sich ausgehend von der Vorspannkraft bis zum Ausbau, bei den Messungen blieb die Vorspannkraft bis zum Ausbau nahezu vollständig erhalten, stieg bei 2 Steifen bei der 2. Messung sogar deutlich an. Eine Ursache für die Reduzierung der Steifenkraft bei den Berechnungen ist das unterschiedliche vertikale Verformungsverhalten der beiden Verbauwände. Die Schrägpfahlwand setzt sich gegenüber der Vertikalwand stärker, so dass der lichte Abstand zwischen den Steifen vergrößert wird. Dadurch erfolgt eine Reduzierung der Steifenkraft (vgl. Bild 8.14). Eine Interpretation der Messungen bezogen auf das Vertikalverhalten der Verbauwände ist dagegen nicht möglich, da hierzu kein Messsystem installiert wurde. Es kann allerdings vermutet werden, dass das unterschiedliche Setzungsverhalten der beiden Verbauwände in der Realität nicht so ausgeprägt stattgefunden hat. Dies hat sich bereits bei der Bewertung der Horizontalverformungen gezeigt. Trotz dieser Abweichungen konnte mit der Berechnung das Spannungs-Verformungsverhalten der Baugrube halbwegs abgebildet werden.

Wie auch bei den Untersuchungen zur Baugrube U3N2 hat sich auch bei dieser Baugrube gezeigt, dass mit den im Abschnitt 5.4 ermittelten spannungsabhängigen Steifigkeiten des Systems "steif" die Baugrundverhältnisse des Münchener Tertiärs recht zutreffend abgebildet werden können.

## 8.4 Beispiel Baumaßnahme 2. S-Bahn-Stammstrecke München – Baugrube Marienhof

### 8.4.1 Allgemeines

Bei der S-Bahn in München besteht eine Bündelung der S-Bahnlinien zwischen den Haltestellen Laim und Ostbahnhof, der so genannten S-Bahn-Stammstrecke. Sie ist das verkehrliche Herzstück und gleichzeitig eine betriebliche Engstelle im gesamten Münchener S-Bahnnetz. Für den Ausbau der Münchner S-Bahn ist der Neubau einer 2. S-Bahn-Stammstrecke mit Haltepunkten am Hauptbahnhof, Marienhof und Ostbahnhof vorgesehen. Details zur geplanten Baumaßnahme wurden unter anderem von SCHELLER et al. (2006) veröffentlicht.

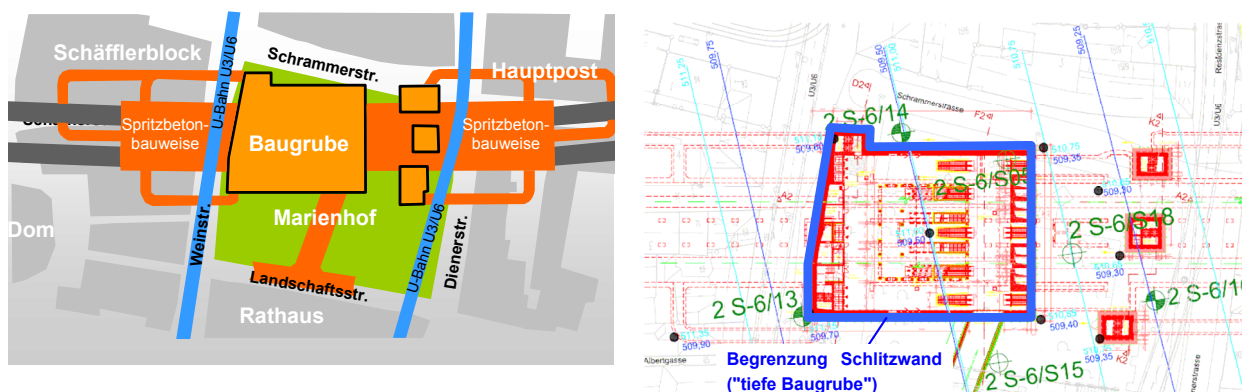


Bild 8.16: Übersichts- und Lageplan des Haltepunkts Marienhof aus SCHELLER et al. (2006) bzw. [U3]

### 8.4.2 FE-Berechnungen

Mit Hilfe von FE-Berechnungen wurde die Erddruckentwicklung der geplanten tiefen Baugrube am Marienhof untersucht (SCHELLER et al., 2006). Weiterhin wurden Verformungsprognosen für die benachbarte U-Bahnöhre der Linie U3 / U6 erstellt und der Einfluss auf die Bestandsgebäude untersucht. Das dazu verwendete Berechnungsmodell ist in Bild 8.17 dargestellt.

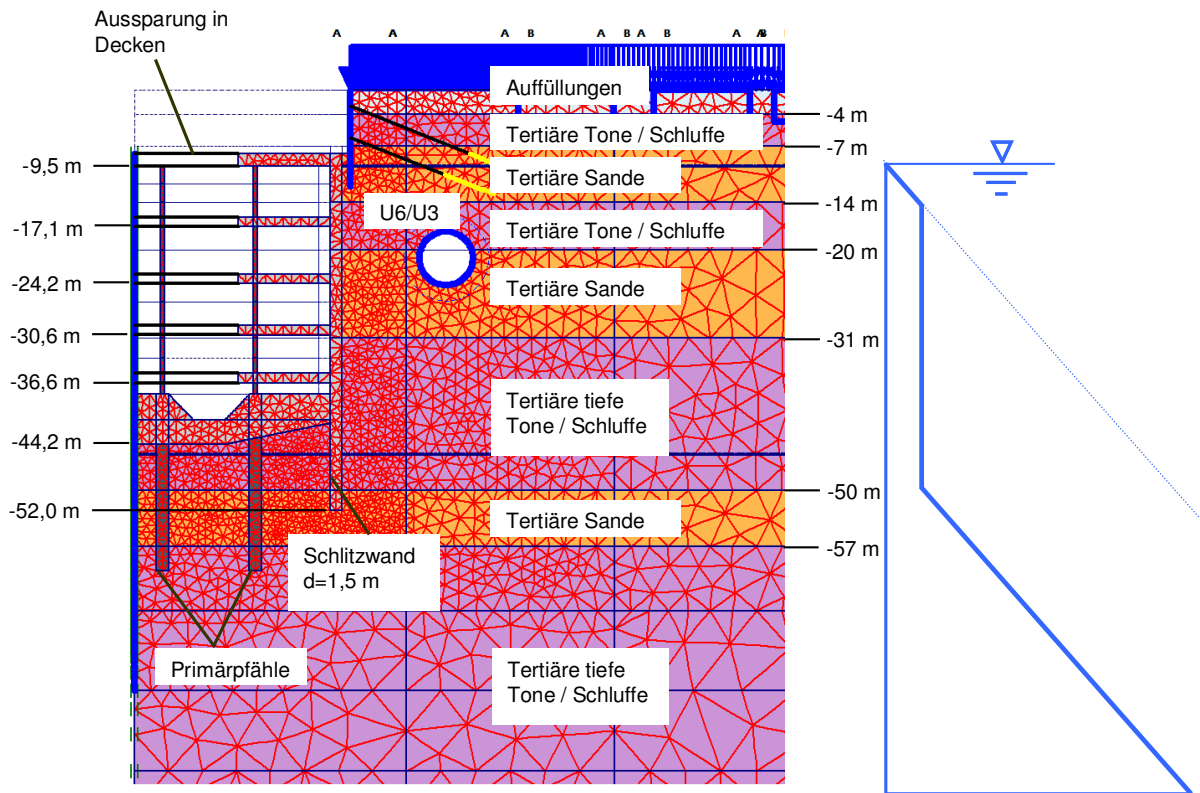


Bild 8.17: Berechnungsmodell (Ausschnitt) und Wasserdruckansatz Bauzustand

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden die FE-Berechnungen hinsichtlich der Spannungen und Verformungen im Erdwiderlager ausgewertet und für die in Abschnitt 8.7 durchgeführte Parameterstudie verwendet. Dabei werden auch die Eingangsparameter der Steifigkeiten ( $E_{\text{oed}}$ ,  $E_{50}$ ,  $E_{\text{ur}}$ ,  $G_0$ ) sowie der Steifeexponent  $m$  variiert. Deshalb sind in den Zeilen für den  $E_{50}^{\text{ref}}$ -Modul und Steifeexponent  $m$  mehrere Werte eingetragen.

Folgende Bodenkennwerte wurden in den Berechnungen angesetzt:

Hardening-Soil Modell Small-Strain-Stiffness		1 Auf- füllungen	2 Tertiäre Tone und Schluffe	3 Tertiäre Sande	4 Tertiäre tiefe Tone und Schluffe
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20/11	20/11	21/12	20/11
Kohäsion $c_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 <sup>)</sup>	20,0	0,5 <sup>)</sup>	25,0
Reibungswinkel $\varphi$	[°]	25,0	22,5	35,0	25,0
Erstbelastungsmodul für devi- atorische Belastung $E_{50}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	20	60	60 bzw. 90	60 bzw. 90
Erstbelastungsmodul für kom- pressive Belastung $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	= $E_{50}^{\text{ref}}$			
Wiederbelastungs-/ Entlastungsmodul $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	= $2,5 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$		= $2 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$	
E-Moduln gültig bei	[kN/m <sup>2</sup> ]	100 / 0,4 bzw. 0,6			

Hardening-Soil Modell Small-Strain-Stiffness		1 Auf- füllungen	2 Tertiäre Tone und Schluffe	3 Tertiäre Sande	4 Tertiäre tiefe Tone und Schluffe
Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	/ [-]				
Querdehnzahl für Wiederbe- und Entlastung $\nu_{ur}$	[-]	0,275	0,275	0,2	0,275
Seitendruckbeiwert $K_0$ (nur zur Bestimmung des Primärspannungszustandes)	[-]	0,577	0,8	0,6 (Schichten unterhalb UK Schlitzwand 0,5)	0,8 (Schichten unterhalb UK Schlitzwand 0,7)
Referenzschubmodul bei kleinen Dehnungen $G_0^{ref}$ (nur bei HS-small)	[MN/m <sup>2</sup> ]	$= 5 \cdot E_{50}^{ref}$		$= 4 \cdot E_{50}^{ref}$	
Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ (nur bei HS-small)	[-]	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$

<sup>1)</sup> Kohäsion als numerische Rechenhilfe

Tabelle 8.5: Bodenkennwerte

Analog zu den vorherigen Berechnungen wurden zwischen der Verbauwand und dem angrenzenden Boden im Geometriemodell so genannte Interface-Elemente eingefügt. Unabhängig von der Bodenschicht wurde in den Berechnungen der Faktor  $R_{inter} = 0,66$  angesetzt.

Für die Berechnung des Wasserdruckes im Primärzustand wurde von folgenden Grundwasserverhältnissen ausgegangen:

- alle Bodenschichten oberhalb GOK -31 m (= UK 2. Sandschicht): Wasserdruckspiegel bei 6,5 m unter GOK
- alle Bodenschichten unterhalb GOK -50 m (= OK 3. Sandschicht): Wasserdruckspiegel bei 16 m unter GOK
- tertiäre Ton- und Schluffschicht zwischen 31 m und 50 m unter GOK: Interpolation zwischen oberem und unterem Wasserdruck

Um den Einfluss der Wasserhaltung auf die Setzungen getrennt zu den Setzungen aus der Herstellung der Verbauwand erfassen zu können, wurde vorab zur Herstellung der Verbauwand die Grundwasserabsenkung bzw. –entspannung im Tertiär vollständig modelliert. In der Realität wird die GW-Absenkung sicherlich erst zu einem späteren Zeitpunkt vollständig in Betrieb sein. Anschließend wurden alle bis dahin aufgetretenen Verformungen im Berechnungsmodell zurückgesetzt.

In der Berechnung wurde folgende Verteilung angesetzt: Im System wirkt ein resultierender Restwasserdruck, ab Kote -9,5 m hydrostatisch ansteigend bis Kote -14 m, anschließend konstant mit 45 kN/m<sup>2</sup> bis OK der unteren tertiären Sandschicht (- 50 m unter GOK) und unterhalb wieder hydrostatisch ansteigend bis Kote -95 m. Dieser Wasserdruckansatz wurde zunächst auch auf der Baugrubenseite gewählt (vgl. Bild 8.17) Mit dem Aushub wurde in nachfolgenden Berechnungsphasen das Grundwasser auf der Baugrubenseite weiter abgesenkt.

Alle weiteren Berechnungsschritte wurden den jeweiligen Herstellungsschritten der Baugrube angepasst und mit jeweils einer eigenen Berechnungsphase modelliert.

- Aktivierung der Verbauwand der "hoch liegenden Baugrube"
- Aushub bis unterhalb der 1. Ankerlage
- Einbau 1. Ankerlage + Vorspannen
- Aushub bis BGS "hoch liegende Baugrube"
- Einbau 2. Ankerlage + Vorspannen
- Aushub bis OK Schlitzwand
- Aktivierung der Schlitzwand
- Herstellung der Primärpfähle
- Aushub UK Deckel
- Herstellung des Deckels
- Vollständige Absenkung des Grundwasser auf der Baugrubenseite
- Aushub bis unterhalb der nächsten Steifenlage/Temporärstütze
- Einbau der Aussteifungsdecke bzw. Temporärstütze

Die beiden letztgenannten Berechnungsphasen wurden solange wiederholt, bis im Modell die letzte Steifenlage eingebaut war. Anschließend wurde der Endaushub bis zur Baugrubensohle modelliert.

### **8.4.3 Berechnungsergebnisse**

Da die Baugrube Marienhof noch im Planungsstatus ist, können die Berechnungsergebnisse nicht mit Messungen verglichen werden. Für die vorliegende Arbeit wird aus den FE-Berechnungen der Baugrube Marienhof nur das Spannungs-Verformungsverhalten im Bereich des Erdwiderlagers ausgewertet, um in Abschnitt 8.7 den Steifigkeitsparameter  $b$  der Mobilisierungsfunktion (6.3) ermitteln zu können. Auf eine detaillierte Auswertung der Berechnungsergebnisse wird deshalb an dieser Stelle verzichtet. Die ermittelten Horizontalverformungen und die Horizontalspannungen im Erdwiderlager können dem Anhang entnommen werden.

## **8.5 Beispiel Baumaßnahme 2. S-Bahn-Stammstrecke München – Baugrube Westportal**

### **8.5.1 Allgemeines**

Wie bereits im vorherigen Abschnitt unter 8.4.1 beschrieben, ist für den Ausbau der Münchner S-Bahn der Neubau einer 2. S-Bahn-Stammstrecke mit Haltepunkten am Hauptbahnhof, Marienhof und Ostbahnhof vorgesehen. Details zur geplanten Baumaßnahme wurden unter anderem von SCHELLER et al. (2006) veröffentlicht. Westlich der Donnersbergerbrücke soll ausgehend vom so genannten Westportal der Tunnel zunächst auf einer Länge von ca. 195 m in offener Bauweise erstellt werden. Anschließend taucht die Trasse in zwei parallel verlaufende, eingleisige Tunnel ab, die im maschinellen Schildvortrieb aufgeföhren werden sollen (vgl. Bild 8.18).



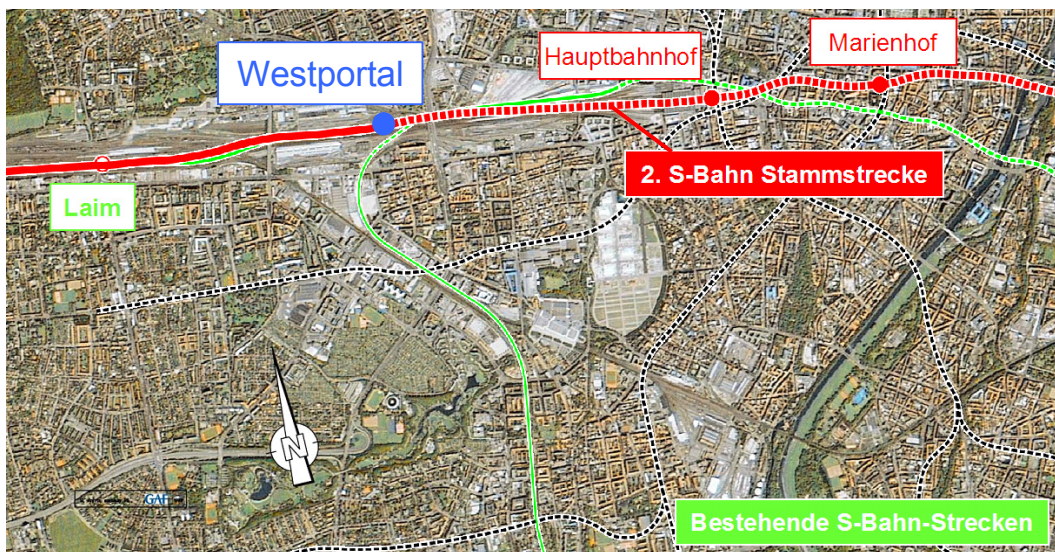


Bild 8.18: Gesamtübersicht der Trasse der zweiten S-Bahn-Stammstrecke (westlich der Isar), aus SCHELLER et. al (2006)

Nachfolgend wird der Tunnel Westportal betrachtet, dessen Baugrubensohle ausgehend von 8,5 m auf bis zu 15,5 m unter GOK ansteigt. Die Baugrubensohle liegt dabei vollständig unterhalb des Grundwassers und befindet sich noch in den quartären Kiesen.

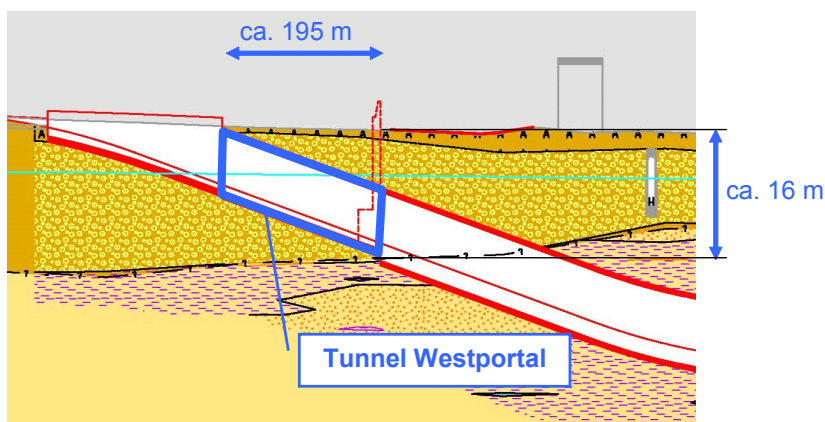


Bild 8.19: Tunnel Westportal – offene Bauweise, aus SCHELLER et. al (2006)

### 8.5.2 FE-Berechnungen

Für die Baugrube Westportal wurden aufgrund der fallenden Gradienten der Trasse 2 Berechnungsschnitte definiert. Ein Modell wurde mit der größten Baugrubentiefe von 16 m unter GOK (tiefe Baugrube) und ein weiteres mit der geringsten Baugrubentiefe von 8,5 m unter GOK (flache Baugrube) definiert (siehe Bild 8.20).

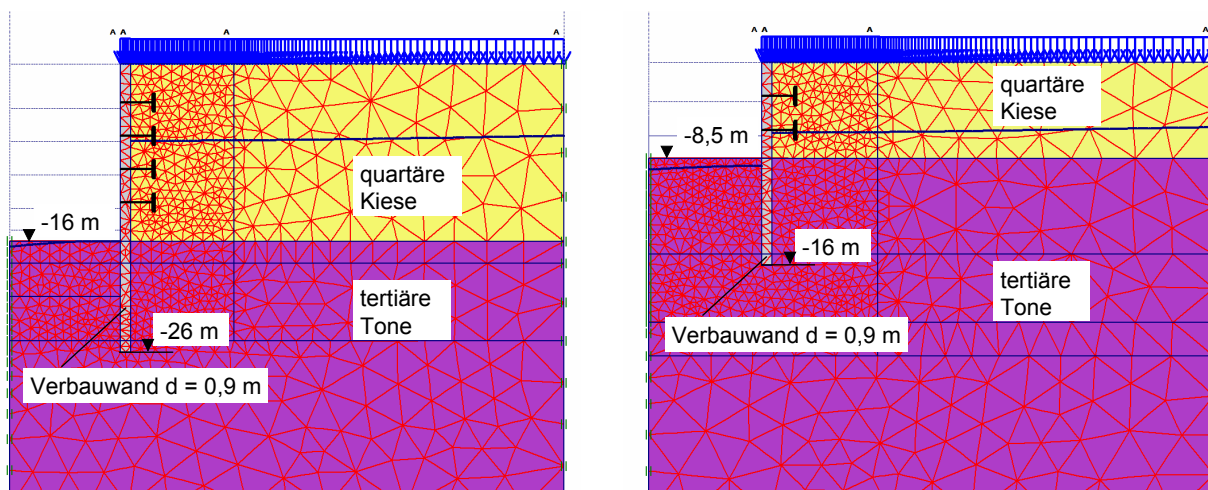


Bild 8.20: Berechnungsmodelle mit Baugrubentiefe  $h = 16\text{ m}$  bzw.  $h = 8,5\text{ m}$  unter GOK (Ausschnitt)

Als Verbauwand ist eine 0,9 m dicke Schlitzwand oder Bohrpfahlwand vorgesehen. Die tiefe Baugrube ist 4-fach und die flache Baugrube 2-fach ausgesteift.

Um den Einfluss der Baugrubentiefe bei der FE-Parameterstudie im Abschnitt 8.7 untersuchen zu können, wurde entgegen den tatsächlichen Verhältnissen bei beiden Baugruben die Schichtgrenze Quartär / Tertiär auf Höhe der Baugrubensohle verschoben. Somit steht sowohl bei der flachen als auch bei der tiefen Baugrube im Modell die gleiche Bodenschicht (tertiärer Ton) im Erdwiderlager an.

Die Verbauwandlänge bei der flachen Baugrube wurde aber entsprechend den Planungen bei 16 m belassen. Die Einbindetiefe von 7,5 m ist erforderlich, da die tertiären Tone in der Realität erst in dieser Tiefe anstehen und eine Einbindung in dieser Schicht aus Dichtheitsgründen erforderlich ist.

Folgende Eingabeparameter liegen der Berechnung zu Grunde:

Hardening-Soil Small-Strain-Stiffness		1 Quartäre Kiese	2 Tertiäre Tone und Schluffe
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	23/14	21/11
Kohäsion $c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 <sup>*)</sup>	25,0
Reibungswinkel $\varphi$	[°]	37,5	25,0
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0	0
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	27	20
		54	40
		80	60
		120	90
		160	120
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	= $E_{50}^{ref}$	
Wiederbelastungs-/Entlastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	= $2 \cdot E_{50}^{ref}$	
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	[kN/m <sup>2</sup> ] / [-]	100 / 0,6	

Hardening-Soil Small-Strain-Stiffness		1 Quartäre Kiese	2 Tertiäre Tone und Schluffe
Querdehnzahl für Wiederbe- und Entlastung $\nu_{ur}$	[-]	0,2	0,275
Seitendruckbeiwert $K_0$ (nur zur Bestimmung des Primärspannungszustandes)	[-]	0,391	0,577
Referenzschubmodul bei kleinen Dehnungen $G_0^{ref}$ (nur bei HS-small)	[MN/m <sup>2</sup> ]	$= 4 \cdot E_{50}^{ref}$	
Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ (nur bei HS-small)	[-]	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$

<sup>\*)</sup> Kohäsion als numerische Rechenhilfe

Tabelle 8.6: Bodenkenngrößen

Die Steifigkeiten  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  und  $G_0^{ref}$  wurden gemäß den Angaben variiert. Auf den Ansatz eines überkonsolidierten Seitendruckbeiwertes im Tertiär wurde in diesem Fall verzichtet, da das Erdwiderlager direkt im Übergangsbereich zum Quartär liegt. Gemäß Formel (5.3) ergibt sich für diesen Fall keine nennenswerte Erhöhung des Seitendruckbeiwertes.

Analog zu den vorherigen Berechnungen wurden zwischen der Verbauwand und dem angrenzenden Boden im Geometriemodell so genannte Interface-Elemente eingefügt. Unabhängig von der Bodenschicht wurde in den Berechnungen der Faktor  $R_{inter} = 0,66$  angesetzt.

### 8.5.3 Berechnungsergebnisse

Da die Baugrube Westportal noch im Planungsstatus ist, können die Berechnungsergebnisse nicht mit Messungen verglichen werden. Für die vorliegende Arbeit wird aus den FE-Berechnungen der Baugrube Westportal nur das Spannungs-Verformungsverhalten im Bereich des Erdwiderlagers verwendet, um in Abschnitt 8.7 den Steifigkeitsparameter  $b$  der Mobilisierungsfunktion (6.3) ermitteln zu können. Auf eine detaillierte Auswertung der Berechnungsergebnisse wird deshalb an dieser Stelle verzichtet. Die ermittelten Horizontalverformungen und die Horizontalspannungen im Erdwiderlager können dem Anhang entnommen werden.

## 8.6 Idealisierte Referenzbaugrube

### 8.6.1 Allgemeines

Für die im nachfolgenden Abschnitt 8.7 durchgeführte FE-Parameterstudie wird neben den in den vorherigen Abschnitten vorgestellten Baugruben eine einfach ausgesteifte Referenzbaugrube mit zwei Bodenschichten definiert. Die Baugrubentiefe beträgt  $h = 10$  m und die Einbindetiefe  $t = 4,4$  m.

### 8.6.2 FE-Berechnungen

Die FE-Berechnungen wurden am folgenden Modell durchgeführt. Analog zu den vorherigen Abschnitten stehen unter 8 m mächtigen quartären Kiesen die tertiären Tone an. Der Einbindebereich der Verbauwand befindet sich im Endaushubzustand vollständig in den tertiären Tonen.

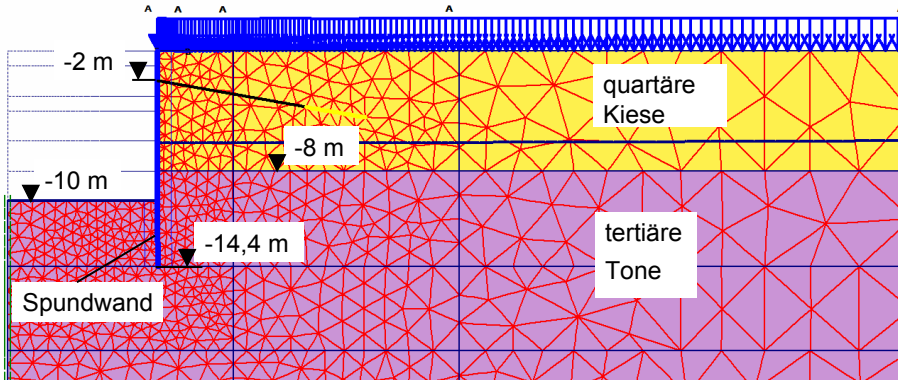


Bild 8.21: Berechnungsmodell Referenzbaugrube (Ausschnitt)

Als Verbauwand wurde eine Spundwand modelliert. Die Baugrube ist durch eine Ankerlage 2 m unter Geländeoberkante verankert. Das Grundwasser steht außerhalb der Baugrube bei 6 m unter GOK an, innerhalb der Baugrube wird es im Zuge des Aushubs bis auf Baugrubensohle abgesenkt.

Analog zur Baugrube Westportal wurden folgende Eingabeparameter der Berechnung zu Grunde gelegt:

Hardening-Soil Small-Strain-Stiffness		1 Quartäre Kiese	2 Tertiäre Tone und Schluffe
Wichte $\gamma / \gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	23/14	21/11
Kohäsion $c_{ref}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,5 <sup>*</sup>	25,0
Reibungswinkel $\varphi$	[°]	37,5	25,0
Dilatanzwinkel $\psi$	[°]	0	0
Erstbelastungsmodul für deviatorische Belastung $E_{50}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	27	20
		54	40
		80	60
		120	90
		160	120
Erstbelastungsmodul für kompressive Belastung $E_{oed}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	= $E_{50}^{ref}$	
Wiederbelastungs-/Entlastungsmodul $E_{ur}^{ref}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	= $2 \cdot E_{50}^{ref}$	
E-Moduln gültig bei Referenzspannung $p^{ref}$ / Steifeexponent $m$	[kN/m <sup>2</sup> ] / [-]	100 / 0,6	
Querdehnzahl für Wiederbe- und Entlastung $\nu_{ur}$	[-]	0,2	0,275
Seitendruckbeiwert $K_0$ (nur zur Bestimmung des	[-]	0,391	0,577

Hardening-Soil Small-Strain-Stiffness		1 Quartäre Kiese	2 Tertiäre Tone und Schluffe
Primärspannungszustandes)			
Referenzschubmodul bei kleinen Dehnungen $G_0^{\text{ref}}$ (nur bei HS-small)	[MN/m <sup>2</sup> ]	$= 4 \cdot E_{50}^{\text{ref}}$	
Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ (nur bei HS-small)	[-]	$1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$

<sup>\*)</sup> Kohäsion als numerische Rechenhilfe

Tabelle 8.7: Bodenkenngrößen

Die Steifigkeiten  $E_{50}^{\text{ref}}$ ,  $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ ,  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  und  $G_0^{\text{ref}}$  wurden gemäß den Angaben variiert. Auf den Ansatz eines erhöhten Seitendruckbeiwertes im Tertiär auf Grund einer Überkonsolidation wurde in diesem Fall verzichtet, da das Erdwiderlager direkt im Übergangsbereich zum Quartär liegt. Gemäß Formel (5.3) ergibt sich für diesen Fall keine nennenswerte Erhöhung des Seitendruckbeiwertes.

Analog zu den vorherigen Berechnungen wurden zwischen der Verbauwand und dem angrenzenden Boden im Geometriemodell so genannte Interface-Elemente eingefügt. Unabhängig von der Bodenschicht wurde in den Berechnungen der Faktor  $R_{\text{inter}} = 0,66$  angesetzt.

### 8.6.3 Berechnungsergebnisse

Die Auswertung der FE-Berechnungen beschränkt sich wieder auf die Horizontalverformungen der Verbauwand und die effektiven Horizontalspannungen im Erdwiderlagerbereich. Die entsprechenden Grafiken können dem Anhang entnommen werden.

## 8.7 FE-Parameterstudie zur Bestimmung des Faktors b der Mobilisierungsfunktion

In Abschnitt 7.5 wurde untersucht, welche Eingangsparameter beim Stoffmodell "Hardening-Soil" die Mobilisierung des Erdwiderstandes beim Biaxialversuch am stärksten beeinflussen. Es konnte abgeleitet werden, dass die Parameter  $E_{50}^{\text{ref}}$  und  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  die Mobilisierungskurve maßgeblich beeinflussen und diese leicht mit konventionellen Laborversuchen ermittelt werden können. Deshalb wird nachfolgend untersucht, ob zwischen den Parametern  $E_{50}^{\text{ref}}$  bzw.  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  und dem Parameter b der Mobilisierungsfunktion aus Abschnitt 6, der die Steigung der Mobilisierungskurve maßgeblich steuert, eine Abhängigkeit vorhanden ist.

Dazu wurden mit der FE-Methode 6 unterschiedliche Baugruben untersucht, bei denen die Referenzsteifigkeiten  $E_{50}^{\text{ref}}$  und  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$  variiert wurden. Bei allen untersuchten Fällen gilt die Referenzsteifigkeit bei einem Spannungsniveau von  $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ . Die Baugruben unterscheiden sich dabei hinsichtlich der Baugrubentiefe h und Einbindetiefe t, der Art der Verbauwand oder der Art und Anzahl der Aussteifungen. Es wurden Baugruben untersucht, bei denen überwiegend bindige Böden im Erdwiderlager anstehen. Bei einigen Baugruben stehen zudem vereinzelt tertiärer Sand als Zwischenschicht an (siehe dazu Abschnitte 8.2 bis 8.6). Maßgebende Kennwerte der einzelnen Baugruben und die variierten Eingabeparameter können Tabelle 8.8 entnommen werden.



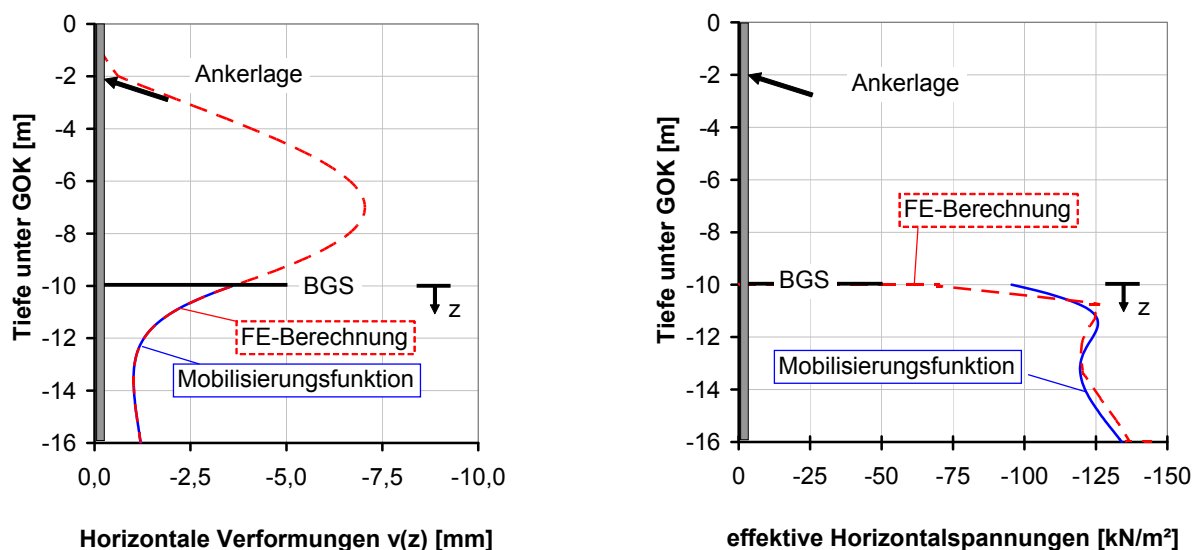


Bild 8.22: Beispiel Auswertung Referenzbaugrube (Druckspannungen hier negativ); linkes Bild: Die aus FE-Berechnungen ermittelten horizontalen Verformungen der Verbauwand  $v(z)$  sind die Eingabedaten in die Mobilisierungsfunktion; rechtes Bild: effektive Horizontalspannungen im Widerlagerbereich der Baugrube (errechnete Werte)

Die aus den Berechnungen ermittelten Horizontalverformungen im Erdwiderlager werden als lokale Verschiebungen  $v(z)$  direkt in die Mobilisierungsfunktion (6.3) eingesetzt. Weiterhin wurden aus den in den FE-Berechnungen angesetzten effektiven Reibungswinkeln  $\varphi'$  und der Kohäsion  $c'$  unter Ansatz eines Erddruckneigungswinkels von  $\delta = 2/3 \cdot \varphi'$  bzw.  $1/2 \cdot \varphi'$  die Erddruckbeiwerte  $K_{ph}$  und  $K_{phc}$  für die Mobilisierungsfunktion ermittelt (in Abhängigkeit davon, ob in den FE-Berechnungen der Eingangswert  $R_{inter} = 0,66$  oder  $R_{inter} = 0,5$  angesetzt wurde).

$$K_h = K_{o(oc)} + \frac{v(z_i)}{z_i} \left( \frac{(K_{ph} - K_{o(oc)})}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} + \frac{K_{phc}}{n \cdot b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \right) \quad (6.3)$$

Aus den entsprechenden Vertikalspannungen  $\sigma'_v$  kann das Überkonsolidierungsverhältnis OCR und damit der Seitendruckbeiwert  $K_{o(oc)}$  ermittelt werden.

Der Faktor  $n$ , der das unterschiedliche Mobilisierungsverhalten des Reibungsanteils und des Kohäsionsanteils berücksichtigt, wurde zu  $n = 0,2$  gesetzt. Einzige Unbekannte in Formel (6.3) ist nur noch der Parameter  $b$ . Mit

$$\sigma'_h(z) = K_h(z) \cdot \sigma'_v(z) \quad (6.3)$$

können die Horizontalspannungen im Erdwiderlager tiefenabhängig ermittelt und den FE-Berechnungen gegenübergestellt werden (vgl. Bild 8.22). Iterativ wird der Parameter  $b$  der Mobilisierungsfunktion soweit angepasst, bis annähernd die aus der Mobilisierungsfunktion ermittelte Erddruckspannung mit den FE-Berechnungsergebnissen übereinstimmt.

Die Einzelergebnisse sind zusammenfassend in Tabelle 8.8 enthalten.

	Erst- be- lastungs- modul für deviatori- sche Belastung $E_{50}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Wieder- be- lastungs-/ Ent- lastungs- modul $E_{ur}^{ref}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bau- gruben- tiefe h [m]	Ein- binde- tiefe t [m]	Maximale Verfor- mung im Erdwi- derlager $v(z)_{max}$ [mm]	Steifig- keits- faktor b Der Mobi- lisie- rungs- funktion Formel (6.3) [10 <sup>-3</sup> ]	$b \cdot \frac{t}{h} \cdot H$ [m]
Westportal-tief-01	20	42,5	16,0	10,0	-20,1	3,00	0,0488
Westportal-tief-02	40	80	16,0	10,0	-10,0	0,75	0,0122
Westportal-tief-03	60	120	16,0	10,0	-6,8	0,39	0,0063
Westportal-tief-04	90	180	16,0	10,0	-5,1	0,20	0,0033
Westportal-tief-05	120	240	16,0	10,0	-4,5	0,15	0,0024
Westportal-tief-06	10	20	16,0	10,0	-36,0	8,50	0,1382
Westportal-flach-01	20	42,5	8,5	9,5	-5,1	2,80	0,0564
Westportal-flach-02	40	80	8,5	9,5	-2,2	0,93	0,0187
Westportal-flach-03	60	120	8,5	9,5	-1,4	0,58	0,0117
Westportal-flach-04	90	180	8,5	9,5	-1,0	0,34	0,0068
Westportal-flach-05	120	240	8,5	9,5	-0,8	0,25	0,0050
Westportal-flach-06	10	20	8,5	9,5	-10,1	7,30	0,1470
RBG-01	20	40	10,0	4,4	-38,6	9,00	0,0570
RBG-02	40	80	10,0	4,4	-14,4	2,00	0,0127
RBG-03	60	120	10,0	4,4	-8,5	0,90	0,0057
RBG-04	90	180	10,0	4,4	-5,6	0,40	0,0025
RBG-05	120	240	10,0	4,4	-4,9	0,28	0,0018
RBG-06	10	20	10,0	4,4	-80,1	22,50	0,1426
U3N2	90	180	15,9	7,3	-4,6	0,09	0,0010
U3N3	90	191,25	17,2	9,5	-14,1	0,08	0,0012
Marienhof-01	90	183,6	41,5	10,9	-11,5	0,12	0,0017
Marienhof-02	60	120	41,5	10,9	-20,7	0,34	0,0047

Tabelle 8.8: Zusammenfassung FE-Parameterstudie zur Bestimmung des Faktors b für bindige Böden

Mit einer Regressionsanalyse wurde die Abhängigkeit zwischen den Referenzsteifigkeiten  $E_{50}^{ref}$  und  $E_{ur}^{ref}$  und dem Faktor b untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass sich die Korrelation verbessern lässt, wenn zusätzlich der Einfluss der Baugrubentiefe h, der Einbindetiefe t und die Länge der Verbauwand  $H = h + t$  berücksichtigt wird. Dazu wurde der Steifigkeitsfaktor b mit dem Verhältnis  $t/h \cdot H$  multipliziert und der jeweiligen Referenzsteifigkeit  $E_{50}^{ref}$  und  $E_{ur}^{ref}$  des in den FE-Berechnungen im Erwiderlager angesetzten Bodens gegenübergestellt.

Eine sehr gute lineare Regression wurde dabei zwischen  $1/E_{ur}^{ref}$  und  $b \cdot t/h \cdot H$  bei einem Korrelationskoeffizienten von  $r = 0,99$  gefunden. Die Ergebnisse sind grafisch in Bild 8.23 zusammenfassend dargestellt.

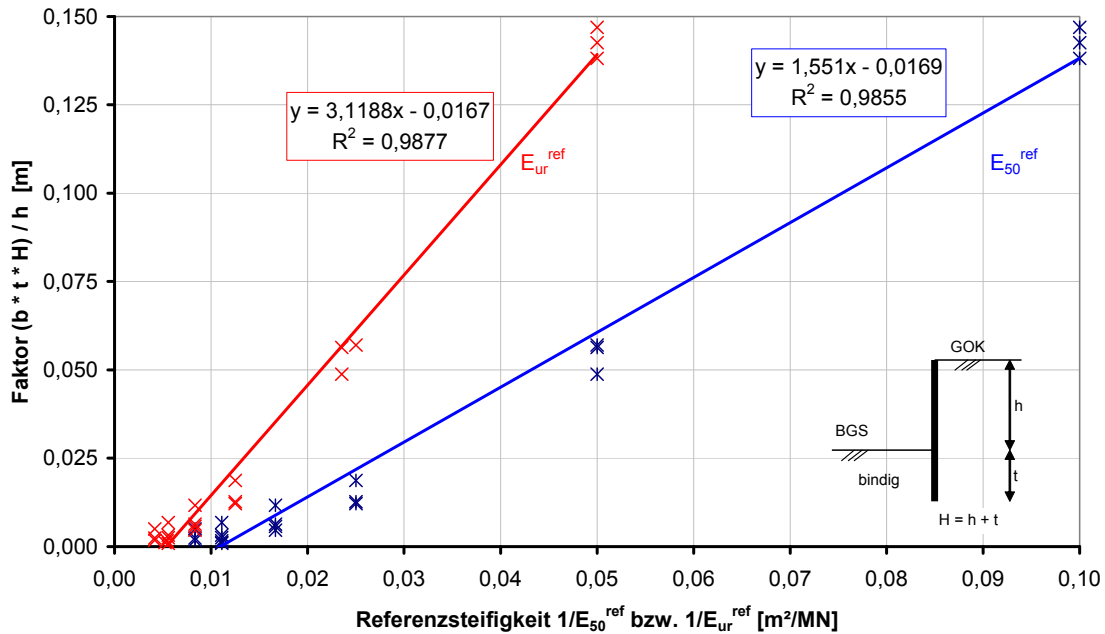


Bild 8.23: Parameterstudie zur Bestimmung des Faktors  $b$  für bindige Böden im Erdwiderlager – lineare Regressionsgleichung

Bei einer linearen Regression schneidet allerdings die Regressionsgerade nicht den Nullpunkt. Deshalb werden für Referenzsteifigkeiten  $E_{50}^{\text{ref}} > 91,8 \text{ MN/m}^2$  bzw.  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} > 186,8 \text{ MN/m}^2$  negative Faktoren ermittelt. Für größere Steifigkeiten ist somit die Regressionsgleichung nicht anwendbar. Deshalb ist eine potenzielle Regressionsanalyse für die Ableitung des Steifigkeitsfaktors  $b$  geeigneter als die lineare Regression. Der Korrelationskoeffizient beträgt hierbei  $r = 0,95$ .

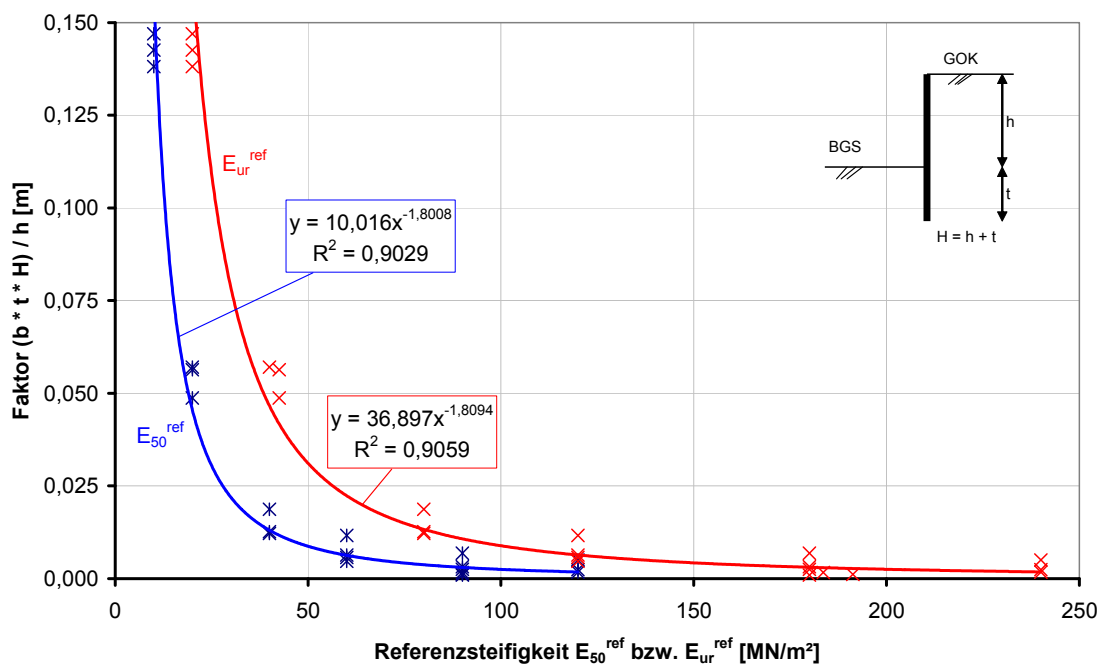


Bild 8.24: Parameterstudie zur Bestimmung des Faktors  $b$  für bindige Böden im Erdwiderlager – potenzielle Regressionsgleichung



Bei der Parameterstudie beträgt das Verhältnis zwischen den Referenzsteifigkeiten bei deviatorischer Belastung und Ent-/Wiederbelastung  $E_{ur}^{ref}/E_{50}^{ref} = 2$ . Für eine Ermittlung des Faktors  $b$  ist deshalb unabhängig, ob er auf Basis von  $E_{50}^{ref}$  bzw.  $E_{ur}^{ref}$  ermittelt wird. Aus der Parameterstudie kann somit der Faktor  $b$  der Mobilisierungsfunktion mit folgender Formel abgeschätzt werden:

$$b = \frac{10,016}{E_{50}^{ref,1,8008}} \cdot \frac{h}{t \cdot H} \quad [-]$$

mit  $E_{50}^{ref}$  in [MN/m<sup>2</sup>]  
 $h, t$  und  $H$  in [m]

Für bindige Böden bei  $p^{ref} = 100$  kN/m<sup>2</sup> und  
 Steifeexponent  $m = 0,6$  (8.1)

Die empirische Formel (8.1) ist nicht einheitenrein. Die Eingangsgrößen sind in der oben genannten Einheit einzusetzen, der Faktor  $b$  ist dimensionslos.

Mit der Studie konnte gezeigt werden, dass eine Beziehung des Faktors  $b$  der Mobilisierungsfunktion und maßgeblichen Kenngrößen einer Baugrube und des Bodens abgeleitet werden kann. In der Untersuchung wurden aber bislang noch nicht alle Arten von Baugruben erfasst. Besonders bei weichen Böden wird die Art der Aussteifung der Baugrube und die Steifigkeit der Wand selbst das Verformungsverhalten im Erwiderlagerbereich derart stark beeinflussen, dass diese Faktoren ebenfalls für die Abschätzung des Faktors  $b$  berücksichtigt werden sollten. Diese Einflussgrößen konnten in der vorliegenden Studie aufgrund der geringen Anzahl an untersuchten Baugruben nicht erfasst werden.

Die oben genannte Beziehung nach Gleichung (8.1) gilt deshalb zunächst für den Endaushubzustand für Baugruben, die hinsichtlich der anstehenden Böden und der Verbauwandkonstruktion mit den hier untersuchten vergleichbar sind.

Die Ergebnisse der Vergleichsberechnungen zeigen, dass mit der in dieser Arbeit abgeleiteten Mobilisierungsfunktion das Spannungsverformungsverhalten im Erdwiderlager von Baugruben zutreffend abgebildet werden kann.

## 9 Hinweise für die praktische Anwendung und Ausblick

### 9.1 Überkonsolidation des Münchener Tertiärs

In der vorliegenden Arbeit konnte durch Laborversuche gezeigt werden, dass das Münchener Tertiär überkonsolidiert ist. Aus den Ergebnissen konnte die ehemalige Überlagerungsspannung abgeleitet werden, so dass das tiefenabhängige Überkonsolidierungsverhältnis OCR für das Münchener Tertiär mit Formel (5.1) abgeschätzt werden kann.

Somit ist auch der Seitendruckbeiwert der überkonsolidierten Böden des Münchener Tertiärs im Ruhezustand gegenüber normalkonsolidierten Böden erhöht und keine konstante Größe mehr.

Die Verwendung von erhöhten Seitendruckbeiwerten im Münchener Baugrund ist zumindest bei der Bemessung von Tunnelquerschnitten nicht neu. Zum Beispiel empfiehlt die ZTV U-Bahn für den Münchener tertiären Baugrund erhöhte Seitendruckbeiwerte. Allerdings wurden bislang dazu noch keine detaillierten Untersuchungen durchgeführt.

Anders als bei der Bemessung von Tunnelquerschnitten wird der Ansatz der Überkonsolidation bei der Bemessung von Baugrubenwänden im Münchener Tertiär noch nicht standardmäßig angesetzt. Bei Baugruben, deren Verbauwände noch vollständig im Quartär einbinden, ändert sich durch den neuen Ansatz für den Seitendruckbeiwert nichts. Ungünstige Auswirkungen bei tieferen Verbauwänden bei Ansatz eines Seitendruckbeiwerts für überkonsolidierte Verhältnisse auf die Dimensionierung der Wand sind nur bei Annahme des Erdruhedruckes oder bei erhöhtem aktivem Erddruck mit hohem Erdruhedruckanteil zu erwarten. Durch die abgeleitete empirische Formel lassen sich selbst unterhalb der Grenze Quartär / Tertiär realistische Seitendruckbeiwerte  $K_0$  ermitteln (siehe Bild 5.12), die nur geringfügig größer sind als die für normalkonsolidierte Böden. Für den Nachweis des Erdwiderlagers bei Baugrubenwänden ist der Ansatz der Überkonsolidation sogar günstig, da höhere Ausgangsspannungen vorliegen, und damit geringere Verformungen zur Mobilisierung des passiven Erddruckes erforderlich werden.

Mit der aus den Untersuchungsergebnissen abgeleiteten empirischen Formel (5.2) können die wesentlichen Spannungspfade der Entstehungsgeschichte des Münchener Tertiärs abgebildet werden. Denn neben einer Entlastung bis zur heutigen Grenze Quartär / Tertiär hat das Münchener Tertiär durch die Ablagerungen des Quartärs auch eine Wiederbelastung erfahren. Diesen Vorgang können viele in der Literatur vorhandene Beziehungen zur Ermittlung überkonsolidierter Seitendruckbeiwerte nicht abbilden.

### 9.2 Mobilisierungsfunktion

In der vorliegenden Arbeit wurde das Mobilisierungsverhalten des Erdwiderstandes bei tiefen Baugruben in bindigen Böden untersucht. Die Ergebnisse der Laborversuche und die durchgeführten numerischen Berechnungen zeigen, dass mit der Mobilisierungsfunktion (6.3) das Spannungs-Verformungsverhalten im Erdwiderlagerbereich von Baugruben zutreffend abgebildet werden kann. Der Berechnungsaufwand gegenüber einer vollständigen FE-Berechnung ist gering. Es werden lediglich die Kenntnis der Baugrubenabmessungen und Angaben zu relevanten Bodenkennwerten

Reibungswinkel  $\varphi'$ , Kohäsion  $c'$  und Steifigkeit des Bodens bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen benötigt.

Deshalb bieten sich folgende praktische Anwendungen an:

- Plausibilitätskontrolle bei FE-Berechnungen, z.B. für Prüfzwecke
- Einbindung der Mobilisierungsfunktion in das Bettungsmodulverfahren bei Stabwerksprogrammen
- Ansatz der Ausgangsspannungen gemäß Formel (5.2) für den Bettungsmodulansatz in Anlehnung an die EAB, EB 102.

FE-Berechnungen können durch Dritte nur schwer überprüft werden, besonders wenn nicht sämtliche Unterlagen vorliegen. Eine Prüfung Dritter kann deshalb meist nur durch Vergleichsberechnungen erfolgen. Vorab einer aufwändigen Modellierung der Problemstellung bietet es sich deshalb an, die Berechnungsergebnisse durch einfache Mittel zu kontrollieren. Besonders für diesen Fall bietet die Mobilisierungsfunktion ein einfaches Handwerkzeug, mit dem selbst komplexe FE-Berechnungen mit einem geringen Zeitaufwand überschlägig überprüft werden können. Die dazu erforderlichen Eingabeparameter sind einfach zu bestimmen, da außer den Erdruckbeiwerten, den vorhandenen Vertikalspannungen vor und nach Aushub der Baugrube nur der Steifigkeitsfaktor  $b$  benötigt wird. Der Faktor  $b$  lässt sich dabei aus den Steifigkeiten des Bodens ableiten. Hierzu sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich, da bislang nur für eine geringe Anzahl von Baugruben die Zusammenhänge zwischen Steifigkeit des Bodens und Faktor  $b$  abgeleitet wurden.

Einen zweiten praktischen Anwendungsfall bietet die Einbindung der Mobilisierungsfunktion in das Bettungsmodulverfahren bei Stabwerksprogrammen. Das statische Grundsystem besteht dabei aus einem elastisch gebetteten Durchlaufträger im Erdwiderlagerbereich. Die Bettung wird als System entkoppelter, diskreter Federn abgebildet. Der Bettungsmodul  $k_{sh}(z)$  ist definiert als die mobilisierte Erdwiderstandsspannung  $e'_{ph}(z)$  geteilt durch die horizontale Verformung  $v(z)$  in einer Tiefe  $z$  unterhalb der Baugrubensohle:

$$k_{sh}(z) = \frac{e'_{ph}(z)}{v(z)} \quad (9.1)$$

Der Bettungsmodul  $k_{sh}(z)$  kann durch die Mobilisierungsfunktion nach Abschnitt 6

$$K_h(z_i) = K_{o(oc)}(z_i) + \frac{v(z_i)}{z_i} \left( \frac{(K_{ph} - K_{o(oc)}(z_i))}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} + \frac{K_{phc}(z_i)}{n \cdot b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \right) \quad (9.2)$$

für beliebige Verschiebungen  $v(z_i)$  des Durchlaufträgers iterativ errechnet werden (außer  $z_i = 0$ ). Diese Berechnung kann in Programme implementiert werden.

Dabei ist

$$e'_{ph}(z) = K_h(z_i) \cdot \sigma'_z(z_i) \quad (9.3)$$

Diese Anwendungsmöglichkeit sollte durch weitere Forschungen verifiziert werden.

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit liegt in der Modifizierung des Bettungsmodulansatzes nach EAB, EB 102:

Bei tiefen Baugruben, bei denen das Bettungsmodulverfahren nach EAB, EB 102 aufgrund der Höhe der Ausgangsspannungen nicht mehr angewendet werden kann, wird empfohlen, den Ausgangsspannungszustand, der bereits ohne Verformung im Widerlager wirkt, auf Basis der Seitendruckbeiwerte für überkonsolidierte Böden gemäß Formel (5.2) anzusetzen. Darüber hinausgehende Bodenreaktionen können als Bettungsspannung angesetzt werden. Abweichend von der EAB, EB 102 kann diese Bettungsspannung direkt unterhalb der Baugrubensohle angesetzt werden. Die Summe aus Erdruchdruck und Bettungsspannung ist analog zu den bisher verwendeten Bettungsmodulverfahren auf den maximal möglichen Erdwiderstand zu begrenzen. Der anzusetzende Bettungsmodul  $k_s$  ist dabei höher als für den Ansatz nach EAB, EB 102, da vergleichsweise höhere Bettungsspannungen durch Verformungen zu mobilisieren sind.

Für die Abschätzung des Bettungsmoduls  $k_s$  für diese Fälle sind noch weitere Untersuchungen durchzuführen.

### 9.3 Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass das Mobilisierungsverhalten des passiven Erdruckes feinkörniger Böden unter Berücksichtigung einer Vorbelastung zutreffend mit den vorgestellten Ansätzen beschrieben werden kann. Die erforderlichen Eingangsparameter sind bis auf den Steifigkeitsfaktor  $b$  in Abhängigkeit vom Reibungswinkel  $\varphi'$  und der Kohäsion  $c'$  des Bodens einfach zu bestimmen. Aus Vergleichsberechnungen mit der FE-Methode ist erkennbar, dass der Steifigkeitsfaktor  $b$  der Mobilisierungsfunktion mit der Steifigkeit des Bodens und den geometrischen Abmessungen der Baugrube korreliert.

Ziel zukünftiger Forschungsarbeiten könnte es sein, einen Zusammenhang zwischen diesen Parametern für eine große Bandbreite an Baugruben und Böden aufzustellen. Dabei kann es erforderlich sein, dass noch weitere Einflussfaktoren berücksichtigt werden müssen. Besonders bei sehr weichen Böden ist es denkbar, dass die Steifigkeiten der Verbauwände und der Verankerungs- bzw. Aussteifungselemente das Spannungs-Verformungsverhalten im Erdwiderlager maßgeblich beeinflussen können.

Darauf aufbauend könnte aus dem Mobilisierungsansatz ein Bettungsmodulansatz abgeleitet werden, der in kommerzielle Stabwerksprogramme anschließend implementiert werden kann. Unabhängig davon kann der Bettungsmodulansatz nach EAB, EB 102 – wie bereits unter Abschnitt 9.2 beschrieben – modifiziert werden. Hier werden die Ausgangsspannungen nach Formel (5.2) angesetzt. Das Ziel weiterer Untersuchungen könnte die Ableitung der entsprechenden Bettungsmoduln  $k_s$  für diesen Ansatz sein.

## 10 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden. Zur Beschreibung der Mobilisierung des Erdwiderstandes wurden bereits zahlreiche theoretische und praktische Untersuchungen durchgeführt (z.B. VOGT, 1984; ZIEGLER, 1987; BESLER, 1998). In den Mobilisierungsfunktionen wird häufig als Ausgangsspannungszustand die Erdruhedruckverteilung ab Baugrubensohle angesetzt. Diese Annahme trifft bei den durchgeführten Modell- oder großmaßstäblichen Versuchen oder bei flachen Baugruben in der Regel noch zu. Allerdings liegen in der Realität besonders bei tiefen Baugruben meist andere Bedingungen vor. Hier ist der Bereich des Erdwiderlagers nach erfolgtem Baugrubenaushub vorbelastet. Zudem kann ggf. eine geologische Vorbelastung des Bodens den Spannungszustand beeinflussen.

WEIßENBACH & GOLLUB (1995) haben für eine näherungsweise Betrachtung vorgeschlagen, den ursprünglich ab Geländeoberkante (GOK) wirkenden Erdruhedruck als Ausgangsspannungszustand anzusetzen, der allerdings direkt unterhalb der Baugrubensohle auf den Grenzwert des Erdwiderstandes begrenzt wird. Bei Bezug des Erdruhedruckes auf die Baugrubensohle ist selbst bei Berücksichtigung einer Überkonsolidation die Ausgangsspannung, welche durch die Wandverschiebung verändert wird, deutlich geringer.

Der Ansatz von WEIßENBACH & GOLLUB (1995) findet sich zum Beispiel in der von BESLER (1998) abgeleiteten Mobilisierungsfunktion für vorbelastete, nichtbindige Böden wieder.

Im Tiefenbereich des Wandaufalers sind die im Zustand vor einem Aushub wirkenden Horizontalspannungen (Ruhedruck) je nach Tiefe der Baugrube evtl. bereits größer als der nach Herstellung der Baugrubenwand und nach Aushub der Baugrube maximal mobilisierbare Erddruck. Für diese Fälle können dann die oben genannten Ansätze nicht mehr verwendet werden (vgl. Bild 10.1).

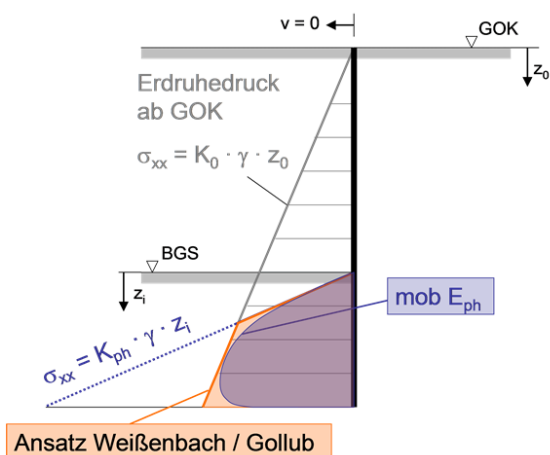


Bild 10.1: Beispiel: Im Tiefenbereich des Wandaufalers sind die im Zustand vor dem Aushub wirkenden Horizontalspannungen (Ruhedruck) bereits größer als der nach Herstellung der Baugrubenwand und nach Aushub der Baugrube mobilisierte Erddruck  $mob E_{ph}$

Die Motivation für diese Arbeit war deshalb, das Spannungs-Verformungs-Verhalten im Widerlagerbereich bei tiefen Baugruben zu untersuchen. Für die Untersuchungen wurden dazu Böden des Münchener feinkörnigen Tertiärs verwendet. In der Literatur wird beschrieben, dass es Anzeichen

für eine Überkonsolidation des Münchener Tertiärs gibt (z.B. v. Soos 1966). Mit Laborversuchen konnte gezeigt werden, dass das Münchener Tertiär tatsächlich überkonsolidiert ist. Aus den Laborversuchen konnte folgende Formel abgeleitet werden, mit der das Überkonsolidierungsverhältnis des Münchener Tertiärs in Abhängigkeit von der in-situ wirkenden effektiven Vertikalspannung  $\sigma'_v$  abgeschätzt werden kann.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_u}{\sigma'_v} + 1 = \frac{1550 \text{ kN/m}^2}{\sigma'_v} + 1 \quad (5.1)$$

mittleres  
Überkonsolidierungsverhältnis  
im Münchener Tertiär

mit  $\sigma'_v$  : derzeit wirkende effektive Vertikalspannung  
 $\sigma'_{vm}$  : maximale effektive Vertikalspannung  
 $\sigma'_u$  : ehemalige Überlagerungsspannung  
1550 : mit Untersuchungen dieser Arbeit  
nachgewiesene ehemalige  
Überlagerungsspannung (Mittelwert)

In einem zweiten Schritt konnte aus den Ergebnissen von durchgeführten  $K_0$ -Triaxialversuchen eine Formel zur Bestimmung des Seitendruckbeiwerts  $K_0$  abgeleitet werden, die sowohl für die Erstbelastung und für die Entlastung als auch für die Wiederbelastung gültig ist.

$$K_0 = a \cdot (0,19 + 0,233 \cdot \log I_p) \cdot \left( \frac{\text{OCR}^{1+\lambda} - \text{OCR}}{\text{OCR}_{\max}} + 1 \right) \quad (5.2)$$

Mit Hilfe der Formel (5.2) kann der Ausgangsspannungszustand für die Mobilisierung des passiven Erddruckes beschrieben werden, der ohne Wandverformung wirkt.

Für die Untersuchung des Mobilisierungsverhaltens des passiven Erddruckes wurde ein spezieller Biaxialversuch entwickelt, mit dem das Spannungs-Verformungs-Verhalten im Erdwiderlager einer Verbauwand während des Baugrubenaushubs idealisiert abgebildet werden kann.

Die wichtigsten Eigenschaften des Biaxialversuches sind dabei, dass

- eine Überkonsolidation abgebildet und die Seitendruckbeiwerte ermittelt,
- die Richtung der größeren Hauptspannung um  $90^\circ$  gedreht,
- ein ebener Verformungszustand abgebildet und
- Steifigkeiten und Scherfestigkeiten ermittelt werden können.

Mit den durchgeführten Versuchen wurde unter anderem untersucht, ob der von WEIßENBACH & GOLLUB (1995) für eine näherungsweise Betrachtung vorgeschlagene Ansatz, dass der ursprünglich ab Geländeoberkante (GOK) wirkende Erdruchedruck als Ausgangsspannungszustand angesetzt werden kann und nur direkt unterhalb der Baugrubensohle auf den Grenzwert des Erdwiderstandes begrenzt werden muss, auch für tiefe Baugruben gilt.

Es hat sich in den Versuchen allerdings gezeigt, dass der vereinfachte Ansatz nach WEIßENBACH & GOLLUB (1995) nur Gültigkeit hat, wenn die Ausgangsspannungen  $\sigma'_{xx,0}$  im Bereich des Erdwiderlagers vor Baugrubenaushub deutlich geringer sind als die maximal möglichen Erddruckspannungen  $\sigma'_{xx,f}$  bezogen auf die Baugrubensohle. Weisen diese Ausgangsspannungen bezogen auf den maximal mobilisierbaren Erwiderstand bereits einen sehr hohen Mobilisierungsgrad auf, haben die Versuchsergebnisse gezeigt, dass nach erfolgter Reduzierung der Spannungen infolge des Baugrubenaushubs teilweise erhebliche Verformungen erforderlich sind, bis die ehemalige Ausgangsspannungen  $\sigma'_{xx,0}$  wieder vollständig mobilisiert sind. Die Annahme, dass bereits geringste Verfor-

mungen den durch die Entspannung infolge Baugrubenaushubs reduzierten Erddruck wieder mobilisieren, trifft für diese Fälle nicht zu. Für den Ausgangsspannungszustand sollte hier eine Erddruckverteilung ab Baugrubensohle unter Berücksichtigung einer Überkonsolidation entsprechend Formel (5.2) angesetzt werden.

Weiterhin konnte mit den Versuchsergebnissen ein signifikant unterschiedliches Mobilisierungsverhalten zwischen normal- und überkonsolidierten Böden festgestellt werden. Es wurde anhand von drainierten Triaxialversuchen das Mobilisierungsverhalten bei normal- und überkonsolidierten Böden getrennt nach Reibungsanteil und Kohäsionsanteil untersucht. Bei überkonsolidierten Böden zeigen die Kohäsion  $c'$  und der Reibungswinkel  $\varphi'$  im Gegensatz zu normalkonsolidierten Böden nicht mehr das gleiche Mobilisierungsverhalten. Der Kohäsionsanteil erreicht hier bereits bei 20 % - 30 % der Bruchdehnung das Maximum in einen Peak, während der Reibungswinkel  $\varphi'$  stetig monoton bis zum Erreichen der Bruchdehnung mobilisiert wird.

Unter Berücksichtigung dieser Theorie und auf Basis der weiteren Untersuchungsergebnisse gelang es dabei, eine bestehende Mobilisierungsfunktion für nichtbindige, normalkonsolidierte Böden um folgende Aspekte zu erweitern:

- Berücksichtigung einer Vorbelastung
- Erweiterung auch auf bindige Böden

$$K_h = K_{o(oc)} + \frac{v(z_i)}{z_i} \left( \frac{(K_{ph} - K_{o(oc)})}{b + \frac{v(z_i)}{z_i}} + \frac{K_{phc}}{n \cdot b + \frac{v(z_i)}{z_i}} \right) \quad (6.3)$$

Anhand von FE-Berechnungen wurde abschließend gezeigt, dass mit der vorgestellten Mobilisierungsfunktion das Mobilisierungsverhalten des passiven Erddruckes zutreffend beschrieben werden kann. Außerdem werden auf Basis der FE-Berechnungen Korrelationen aufgezeigt, mit denen die Eingangsparameter für die Mobilisierungsfunktion abgeschätzt werden können.

**Literaturverzeichnis**

- [1] ALPAN, I. (1967): The Empirical Evaluation of the Coefficient  $K_0$  and  $K_{0r}$ , Soils and Foundations, Vol.7, No.1, 31-40.
- [2] ALPAN, I. (1970): The Geotechnical Properties of Soils. Earth-Science Reviews 6, S. 5-49.
- [3] ARSLAN, U. (1980): Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhalten von Sand. Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23.
- [4] BARTL, U. (2004): Zur Mobilisierung des passiven Erddrucks in kohäsionslosem Boden, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Technische Universität Dresden, Heft 12.
- [5] BAUDET, B / STALLEBRASS, S. (2004): A constitutive model for structured clays. Géotechnique 54, No. 4, S. 269-278.
- [6] BAUMANN, H.J. (1981): Formänderungsverhalten tertiärer Mergel in Labor- und Bohrlochversuchen. Berichte von der 3. Tagung für Ingenieurgeologie, Ansbach.
- [7] BAUMANN, H.J. (1990): Langzeitbeobachtungen und geotechnische Untersuchungen im Isartal südlich Münchens. Geologisches Jahrbuch, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe und den Geologischen Landesämtern in der Bundesrepublik Deutschland.
- [8] BAUMANN, H.J. (1995): Bruch- und Rutschvorgänge in Tälern des Alpenvorlandes und des Schichtstufenlandes, Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 21.
- [9] BELLOTTI, R. / FORMIGONI, G. / JAMIOLKOWSKI, M. (1975): Remarks on the effect of overconsolidation on the coefficient of earth pressure at rest. Proc.1st Baltic CSMFE Gdansk, vol.2, S.59 - 71.
- [10] BENZ, T. (2007): Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilung 55.
- [11] BESLER, D. (1998): Wirklichkeitsnahe Erfassung der Fußauflagerung und des Verformungsverhaltens von gestützten Baugrubenwänden, Schriftenreihe des Lehrstuhl Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 22.
- [12] BISHOP, A.W. (1958): Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest. Proc. 2<sup>nd</sup> European conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brussels, S. 1-14.
- [13] BISHOP, A.W. / HENKEL, D.J. (1962): The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold, London.
- [14] BJERRUM, L. (1973): Problems of soil mechanics and construction on soft soil clays. Proc. 8th ICSMFE. Moskau. Vol. 3. S. 109 - 159.
- [15] BRETH, H. / CHAMBOSSE, G. / ARSLAN, U. (1978): Einfluss des Spannungsweges auf das Verformungsverhalten von Sand. Geotechnik 1, S.2 - 9.



- [16] BROOKER, E. W. / IRELAND, H. O. (1965): Earth pressure at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal Vol. II, No. 1, S. 1 – 15.
- [17] BURLAND, J. B., (1989): Small is beautiful – the stiffness of soils at small strains. Canadian Geotechnical Journal 26, S. 499-516.
- [18] BURLAND, J. B., (1995): Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Invited Special Lecture. 1st Int. Conf. On Earthquake Geotech. Engineering, IS Tokyo 1995.
- [19] CALHOUN, D. E. / TRIANDAFILIDIS, G. E. (1969): Dynamic oedometer study of lateral yield effects. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, Mexico, Vol. 1, S. 65-72.
- [20] CAMPANELLA, R.G. / VAID, Y.P. (1972): A Simple  $K_0$  Triaxial Cell. Canadian Geotechnical Journal, S. 249-260.
- [21] CASAGRANDE, A. (1936): Discussion of "The determination of the pre-consolidation load and its practical significance". Proceedings of the first international conference on soil mechanic and foundation engineering. Vol. III, S. 60 – 64.
- [22] DEGEN, W. (1994): Sekundärsetzung in reinen Tonen. Untersuchungen zur Nichtlinearität des Gesetzes von Darcy bei sehr kleinen hydraulischen Gradienten. Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik der ETH Zürich, Band 206.
- [23] DRESCHER, A. / VARDOULAKIS, I. / HAN, C. (1990): A Biaxial Apparatus for Testing Solis. Geotechnical Testing Journal, Vol. 13. No. 3, S. 226-234.
- [24] DUNCAN, J.M., CHANG, C.-Y., (1970): Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Vol. 96, pp. 1629-1653.
- [25] Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V, Abschnitt 4, Geotechnik 29 (2006) Nr. 1, S. 13-27.
- [26] FEESER, V. (1986): Entwicklung eines Verfahrens zur Bestimmung der geologischen Vorbelastung von Tonen auf gefügekundlicher Grundlage. Geologisches Jahrbuch, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe und den Geologischen Landesämtern in der Bundesrepublik Deutschland. Reihe C, Heft 46.
- [27] GEBRESELASSIE, B. (2003): Experimental, Analytical and Numerical Investigations of Excavations in Normally Consolidated Soft Soils. Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel.
- [28] GUTBERLET, C. (2008): Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund – Experimente und Numerik. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt.
- [29] HERLE, I. / MAŠÍN, D. (2005): Einfluss von bodenmechanischen Aspekten auf numerische Ergebnisse. In Proc. FEM in der Geotechnik (Qualität, Prüfung, Fallbeispiele). Veröffentlichungen des Arbeitsbereiches Geotechnik und Baubetrieb, TU Hamburg, Harburg, Germany; Heft 10, S. 53-66.

- [30] HETTLER, A. / MAIER, T. (2004): Verschiebungen des Bodenaufagers bei Baugruben auf der Grundlage der Mobilisierungsfunktion von Besler. Bautechnik 81, Heft 5, S. 323-336.
- [31] HETTLER, A. / SCHANZ, T. (2008): Zur Anwendung der Finite-Element-Methode bei Baugrubenwänden. Bautechnik 85 (2008), Heft 9. S. 603-615.
- [32] HEYER, D. (2001): Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 30.
- [33] HORNIG, E.-D. (2002): Verformungsverhalten vorbelasteter Tonböden, Forschungsbereich der Fachhochschule Stuttgart, Fachbereich Bauingenieurwesen, Geotechnik.
- [34] HVORSLEV, M.J. (1937): Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Danmarks Naturvidenskabelige Samfund, Kopenhagen.
- [35] JAKY, J. (1948): Pressure in silos. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, pp. 103-107.
- [36] JÄNKE, S. / MARTIN, H. / PLEHM, H. (1955): Dreiaxiales Druckgerät zur Bestimmung der Ruhedruckbeiwerte und des Gleitwiderstands von Erdstoffen. Bauplanung und Bautechnik, 9. Jg. Heft 10, S. 442-447.
- [37] KONDNER, R.L. / ZELASKO, J.S. (1963): A hyperbolic stress-strain formulation for sands, Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Volume 1, Brazil.
- [38] LÄCHLER, A. (2009): Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden. Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilung 63.
- [39] LAUMANS, Q. (1977): Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens. Mitteilungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart, Heft 7.
- [40] LEINENKUGEL, H.J. (1976): Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 66.
- [41] MADER, H. (1989): Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes. Mitt.29 Inst. f. Grundbau, Boden- u. Felsmechanik TH Darmstadt.
- [42] MAYNE, P. W. / KULHAWY, F. H. (1982):  $K_0$ -OCR Relationships in soil. In: Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6, Seite 851-872.
- [43] MENZIES, B.K. (1976): Discussion of "Design manufacture and performance of a lateral strain device. Geotechnique 26, S. 542-544.
- [44] MENZIES, B.K. / SUTTON, H. / DAVIES, R.E. (1977): A new system for automatically simulating  $K_0$  consolidation and  $K_0$  swelling in the conventional triaxial cell. Geotechnique 27, Nr. 4, S. 593-596.
- [45] MESSERKLINGER, S. (2006): Non-linearity and small strain behaviour in lacustrine clay. Doctoral thesis ETH No. 16512, ETH Zürich.

- [46] MUTH, G. (1989): Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 31.
- [47] NIEMUNIS, A. (2003). Extended hypoplastic models for soils. Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Heft Nr. 34.
- [48] OHDE, J. (1939): Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Bauingenieur 20, Heft 33/34, S. 451-459.
- [49] OKOCHI, Y. / TATSUOKA, F. (1984): Some factors affecting  $K_0$ -values of sand measured in triaxial cell. Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, S. 52-68.
- [50] PELZ, G. / FILLIBECK, J. / VOGT, N. (2009): Die Ermittlung der Überkonsolidation und deren Berücksichtigung bei FE-Berechnungen am Beispiel des feinkörnigen Münchener Tertiärs. geotechnik 32 (2009) Nr. 2, S. 96-109.
- [51] SCHANZ, T. (1998): Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien, Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilung 45.
- [52] SCHANZ, T. / VERMEER, P. A. / BONNIER, P.G. (2000): The hardening soil model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 100 Years of Plaxis, Rotterdam.
- [53] SCHELLER, A. / VOGT, N. / PELZ, G. (2006): Zweite S-Bahn-Stammstrecke München mit dem tief liegenden Haltepunkt Marienhof. Schriftenreihe Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München, Heft 38, S. 169-183.
- [54] SCHMERTMANN, J.H. / OSTERBERG, J.O. (1960): An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils. Research Conference on shear strength of cohesive soils. ASCE, Boulder 1960. S. 643-694.
- [55] SCHMERTMANN, J.H. (1963): Generalizing and measuring the Hvorslev effective components of shear resistance. Symposium on laboratory shear testing of soils. ASTM Special technical Publication No. 361, S. 147-157.
- [56] SCHERZINGER, T. (1991): Materialverhalten von Seetonen – Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 122.
- [57] SCHMIDT, B. (1966): Discussion of "Earth Pressures at rest related to stress history". Canadian Geotechnical Journal, 3, S. 239-241.
- [58] SCHULZ, H. / SMOLTCZYK, U. (1978): Zur Ermittlung der Scherparameter überkonsolidierter Böden für Erddruckberechnungen. Vorträge der Baugrundtagung 1978 in Berlin.
- [59] SCHULTZE, E. / MUHS, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Springer-Verlag. S. 445-483.

- [60] SCHWEIGER, H.F. (2008): The Role of Advanced Constitutive Models in Geotechnical Engineering. Geomechanik und Tunnelbau 1, Heft 5, S. 336-344.
- [61] SHERIF, M. A. / STRAZER, R. J. (1973): Soil parameters for design of Mt. Baker Ridge tunnel in Seattle. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 99, S. 111-122.
- [62] SHERIF, M. A. / ISHIBASHI I. (1981): Overconsolidation Effects on  $K_0$  Values. Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, S. 785-788.
- [63] SKEMPTON, A.W. (1961): Horizontal Stresses in an Over-Consolidated Eocene Clay. Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, S. 351-357.
- [64] VARDOULAKIS, I. / GOLDSCHIEDER, M. (1981): Biaxial Apparatus for Testing Shear Bands in Soils. Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, S. 819-824.
- [65] VOGT, N. (1984): Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik Stuttgart, Heft 22.
- [66] VON SOOS, P. (1966): Baugrund und Gründungsprobleme von München, Mitteilungen aus dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule München.
- [67] VON SOOS, P. (1967): E-Modul-Ermittlung und Gebirgsdruckmessungen in glazialen Tonen und tertiären Mergeln südlich von München, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik Technische Hochschule Wien.
- [68] VON SOOS, P. (2001): Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor. Grundbautaschenbuch, Teil I, 6. Auflage. S. 117-201.
- [69] VUCETIC, M. / DOBRY, R. (1991): Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. Journal of Geotechnical Engineering 117, S. 89-107.
- [70] WANATOWSKI, D. / CHU, J. (2006): Stress-Strain Behavior of Granular Fill Measured by a New Plane-Strain Apparatus. Geotechnical Testing Journal, Vol. 29, No. 2, S. 149-157.
- [71] WANNINGER, R. (1980): Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen vorgeführt am Einzelfundament und an der verankerten Wand. Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23.
- [72] WEIßENBACH, A. / GOLLUB, P. (1995): Neue Erkenntnisse über mehrfach verankerte Ortbetonwände, Bautechnik 72, Heft 12, S. 780-799.
- [73] WICHTMANN, T. / TRIANTAFYLIDIS, T. (2006): Über die Korrelation der ödometrischen und der "dynamischen Steifigkeit" nichtbindiger Böden. Bautechnik 83, Heft 7, S. 482-491.
- [74] WITTLINGER, M. (1994): Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden. Institut für Geotechnik Stuttgart, Mitteilung 35

- [75] ZIEGLER, M. (1987): Berechnung des verschiebungsabhängigen Erddrucks in Sand, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 101.
- [76] ZIENKIEWICZ, O.C. (1975): Methode der finiten Elemente. Carl Hanser Verlag München.

### Verwendete Normen und Regelwerke

EAB (2006)	Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik
DIN 4094-5 (2001)	Felduntersuchungen, Teil 5: Bohrlochaufweitungsversuche
DIN 18135, Entwurf (1999)	Eindimensionaler Kompressionsversuch
DIN 18137 Teil 2 (1990)	Bestimmung der Scherfestigkeit, Triaxialversuch

### Projektspezifische Unterlagen, unveröffentlicht

- [U1] Zentrum Geotechnik, 1. Messbericht 03819/U3N2/51 zu U-Bahn München, Linie U3 Nord, Baulos 2, Steifen- und Inklinometermessungen Bf. Leipziger Straße vom 22.05.2007
- [U2] Zentrum Geotechnik, Stellungnahme 03819/U3N3/057 zu U-Bahn München, Linie U3 Nord, Baulos 3, Einfluss der Verformungen der Bohrpfahlwand auf das Meiller-Gebäude vom 20.12.2006
- [U3] Zentrum Geotechnik, Stellungnahme 11222/734 zu 2. S-Bahn-Stammstrecke München, Ermittlung von Baugrundverformungen im Bereich der Baugrube Marienhof
- [U4] Statische Berechnung, BF Moosach (Westteil) mit Abstell- u. P+R-Anlage, Bauteil Abstellanlage Block 7 bis 9 – Schrägpfahlwand, aufgestellt von K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG vom 25.09.2006

# ANHANG

**A.1 Bestimmung der geologischen Vorbelastung unter Nutzung des Kriechbeiwertes**

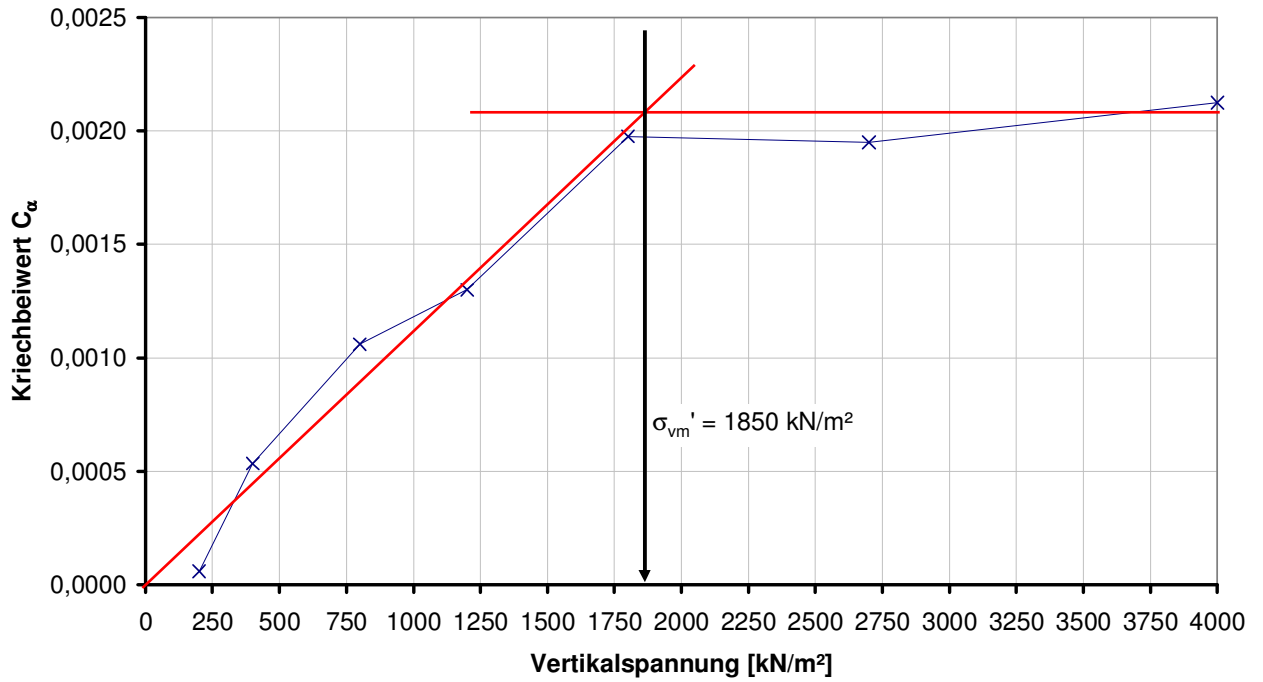
Anhang 1: Tabellarische Übersicht – Klassifizierende Untersuchungen

Entnahmetiefe [m]		Probe		Bodenart (Farbe)	-Gruppe DIN	Bemerkung		w	w <sub>0,4</sub> [%]	w <sub>L</sub> [%]	w <sub>p</sub> [%]	I <sub>p</sub> [%]	I <sub>c</sub>	ρ [t/m <sup>3</sup> ]	ρ <sub>d</sub> [t/m <sup>3</sup> ]	ρ <sub>s</sub> [t/m <sup>3</sup> ]	φ' [°]	c' [kN/m <sup>2</sup> ]	Penetrometer		V <sub>Ca</sub> [%]	
		Nr.	Art			oben	unten															
2	3		4	5	6	7		11	12	13	14	15	16	17	18	19	25	26	37	37	48,0	
24,80	60221	1	BK	T (gelbgrau - zementgrau)	TA	glimmerfrei, kalkhaltig, einzelne Kalkverwitterungen, halbfest	16,9	17,4	51,4	23,2	28,2	28,2	1,20	2,17	1,93	2,82			> 4,5	> 4,5	5,7	
28,00	60189	2	BK	T (staubgrau, betongrau, zementgrau)	TM	glimmerfrei, kalkfrei, halbfest-fest	14,0	14,1	49,8	21,4	28,4	28,4	1,26	1,95	2,82					> 4,5	> 4,5	1,3
32,60	60193	3	BK	T (gelbgrau, zementgrau)	TM	kalkhaltig, stellenweise Verfestigungen, fest	11,5	14,1	44,7	21,9	22,8	22,8	1,34		2,77					> 4,5	> 4,5	5,7
33,40	60194	4	BK	T (khakigräu, mausgräu)	TA	glimmerfrei, kalkhaltig, Kalkverwitterungen, einzelne Preß-/Gleitflächen, halbfest	20,4	21,1	52,1	23,7	28,4	28,4	1,09		1,72	2,68				> 4,5	> 4,5	1,5
35,50	60195	5	BK	T (khakigräu, mausgräu)	TA	glimmerfrei, schwach kalkhaltig, Kalkverwitterungen, halbfest	19,9	20,2	54,1	25,6	28,6	28,6	1,19		1,77	2,75				> 4,5	> 4,5	16,0
23,50	60477	6	BK	T (blaugräu, gelbgräu gefleckt, pastellviolett)	TM	glimmerfrei, kalkfrei, einzelne Kalkverwitterungen, fest	12,2	12,2	45,2	22,3	22,8	22,8	1,44		2,01	2,72				> 4,5	> 4,5	1,8
32,10	60479	7	BK	T (gelbgräu, pastellviolett, graubraun)	TA	glimmerfrei, kalkfrei, fest	14,2	14,2	55,1	25,3	29,8	29,8	1,37		1,90	2,68				> 4,5	> 4,5	0,6
35,85	60482	8	BK	T (olivbraun)	TA	fest	15,6	15,7	50,4	27,1	23,3	23,3	1,49		1,93	2,78						
28,50	60494	9	BK	T (schliffgrün, zementgräu)	TM	glimmerfrei, kalkfrei, Press-/Gleitflächen, kleinbrockelig, halbfest - fest	15,3	15,3	41,3	19,6	21,7	21,7	1,18		1,90	2,69				> 4,5	> 4,5	1,3
19,50	62151	10	BK	T (olivgräu)	TM	glimmerfrei, kalkhaltig, Preß-/Gleitflächen, halbfest-fest	15,6	15,6	44	21,7	22,3	22,3	1,28		1,96	2,74				> 4,5	> 4,5	
25,80	61741	16	BK	T (schliffgrün, olivgräu) unten: T, fs'	TM	schwach glimmerhaltig, kalkfrei, einzelne Kalkverwitterungen, fest	13,5	12,0	41,0	20,2	20,8	20,8	1,32			2,79	36			> 4,5	> 4,5	
20,00	62170	17	BK	T, fs' (moosgräu, blaugräu)	TM	glimmerfrei, kalkhaltig, mehrere Kalkverwitterungen, einzelne Konkretionen, fest	11,8	12,0	39,9	22,4	17,5	17,5	1,59		2,03	2,75				> 4,5	> 4,5	
33,60	60052	19	BK	T (betongräu, zementgräu)	TA	glimmerfrei, schwach kalkhaltig, Kalkverwitterungen, Press-/Gleitflächen, fest	14,4	20,2	62,9	23,9	39,0	39,0	1,09			2,76				> 4,5	> 4,5	20,5
23,00	60146	20	BK	T, fs (verkehrsgräu)	TL	glimmerhaltig, stark kalkhaltig, Konkretionen, halbfest	15,2	16,0	30,9	17,4	3,5	3,5	1,11			2,68				> 4,5	> 4,5	47,0

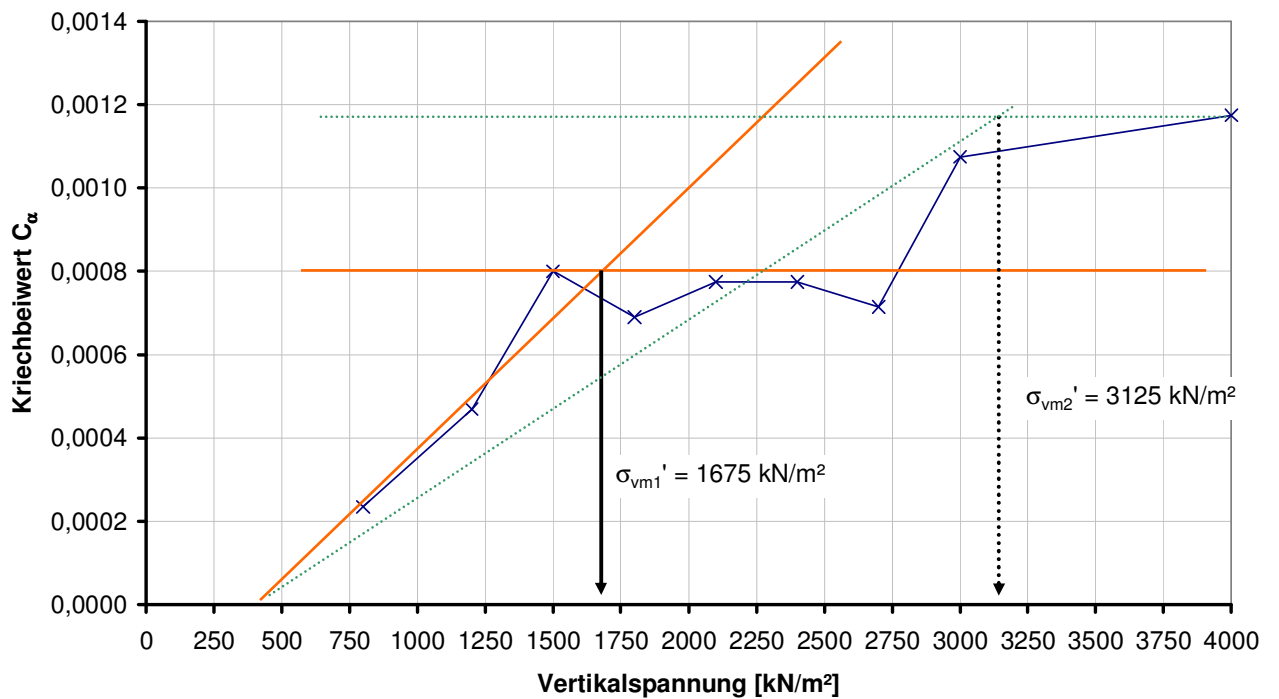


Anhang 2: Bestimmung der geologischen Vorbelastung unter Nutzung des Kriechbeiwertes – Ermittlung des Kriechbeiwertes  $C_{\alpha}$  in Abhängigkeit der Vertikalspannung mittels Kriechversuch im Oedometer nach DIN 18135:1999 (Entwurf)

Versuch 01-60221

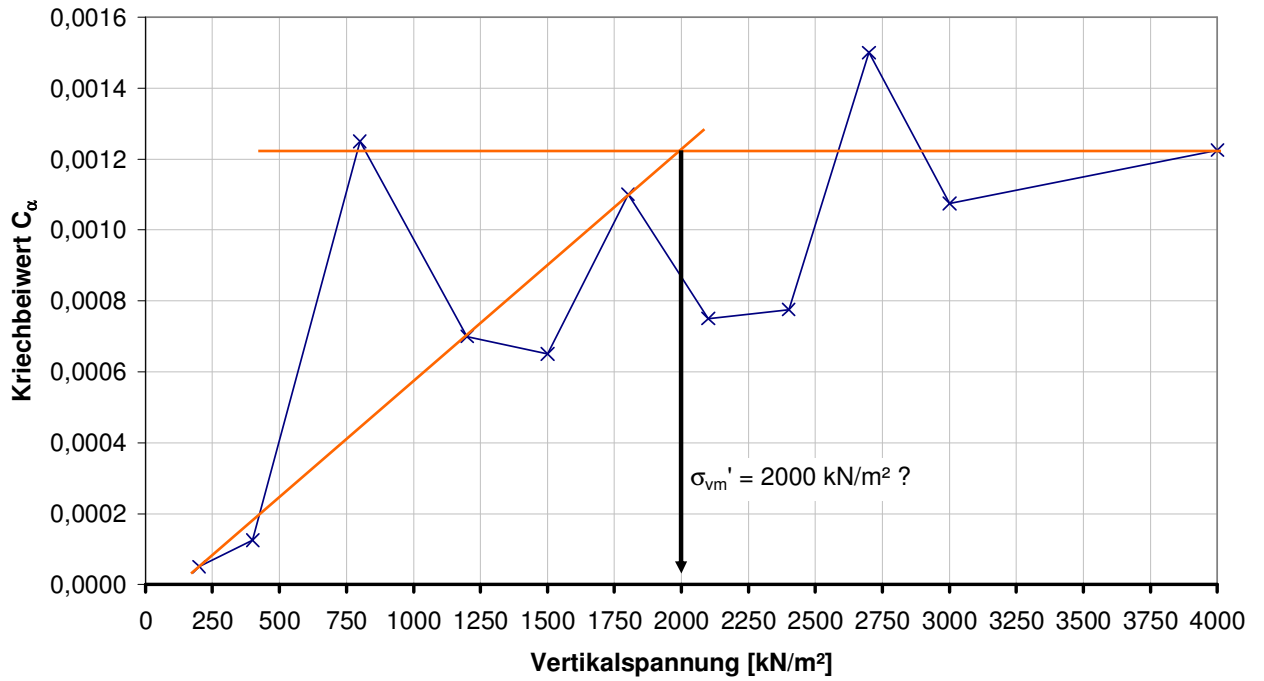


Versuch 02-60189

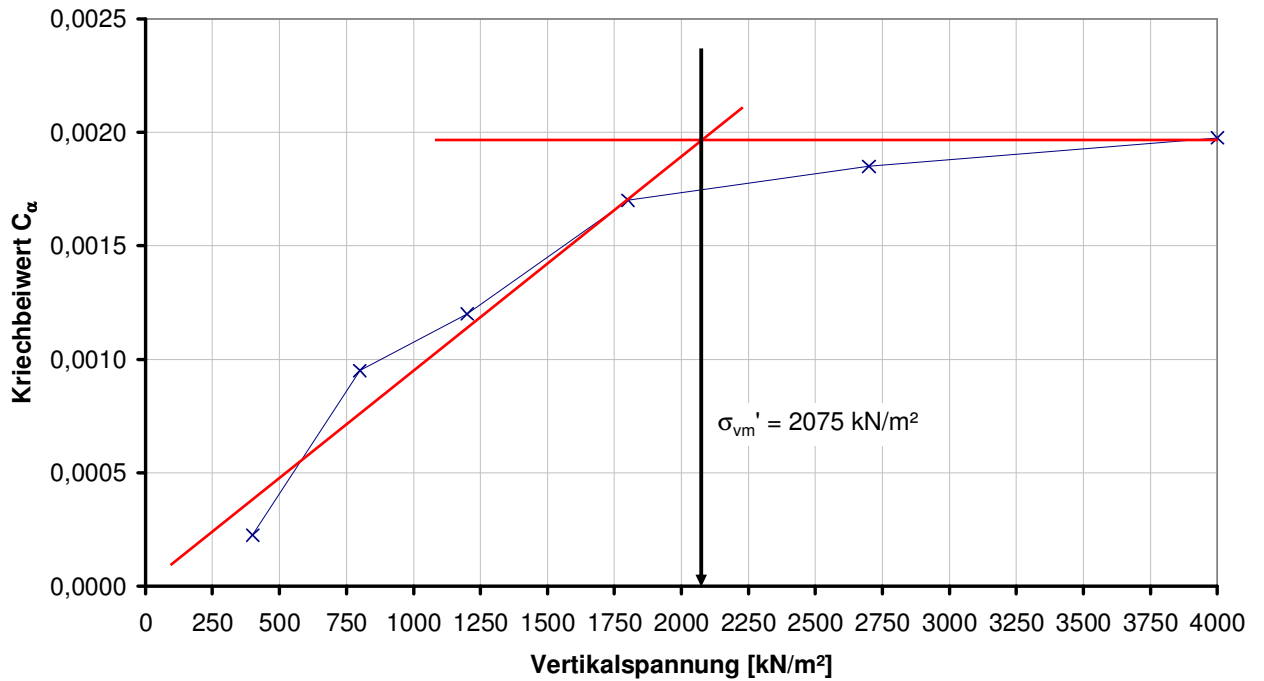




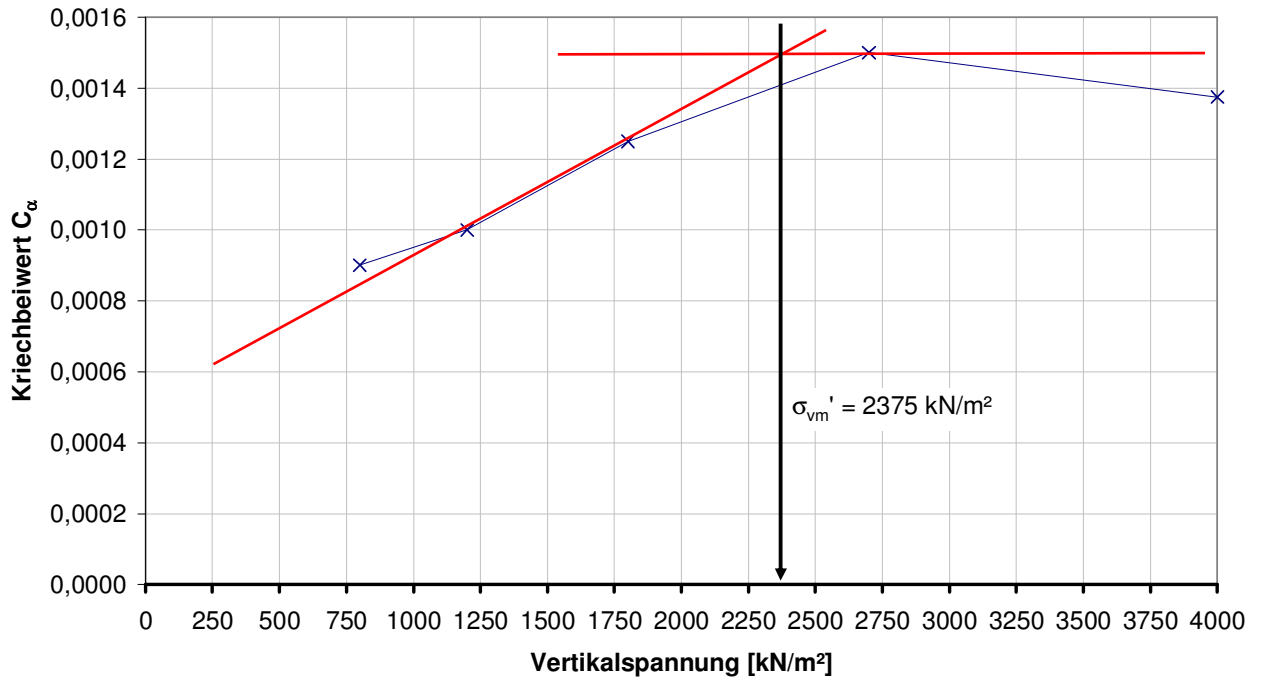
Versuch 03-60193



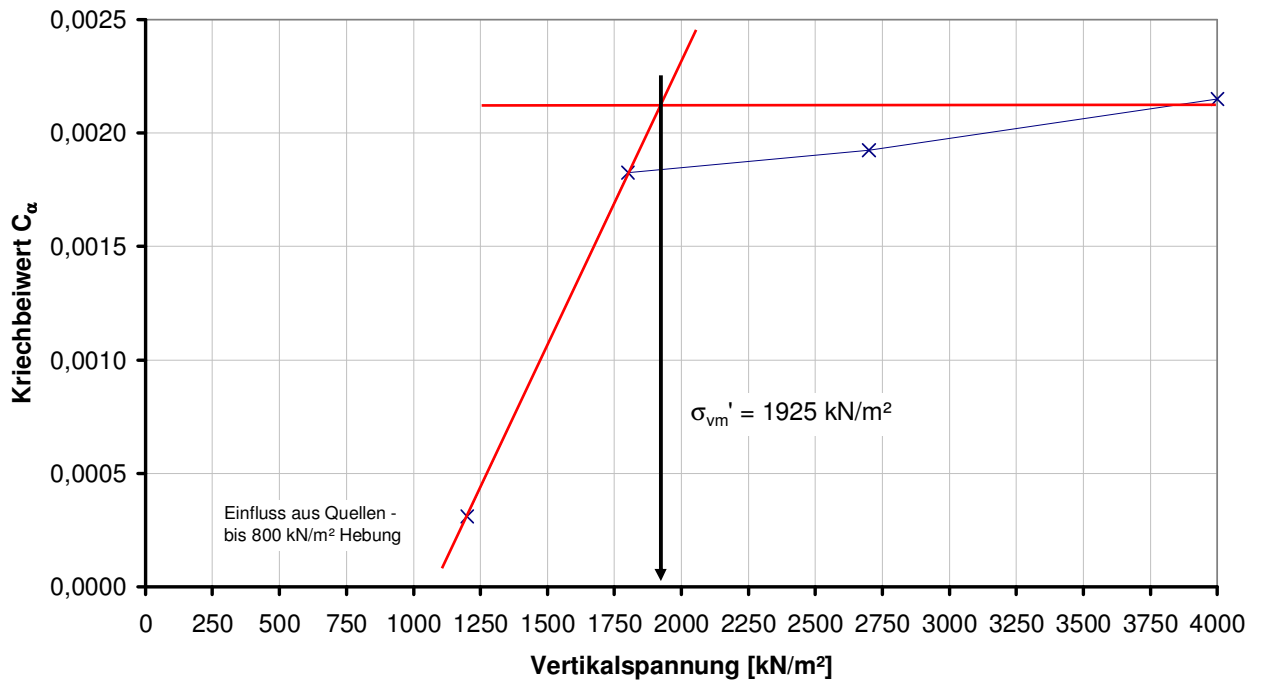
Versuch 04-a-60194



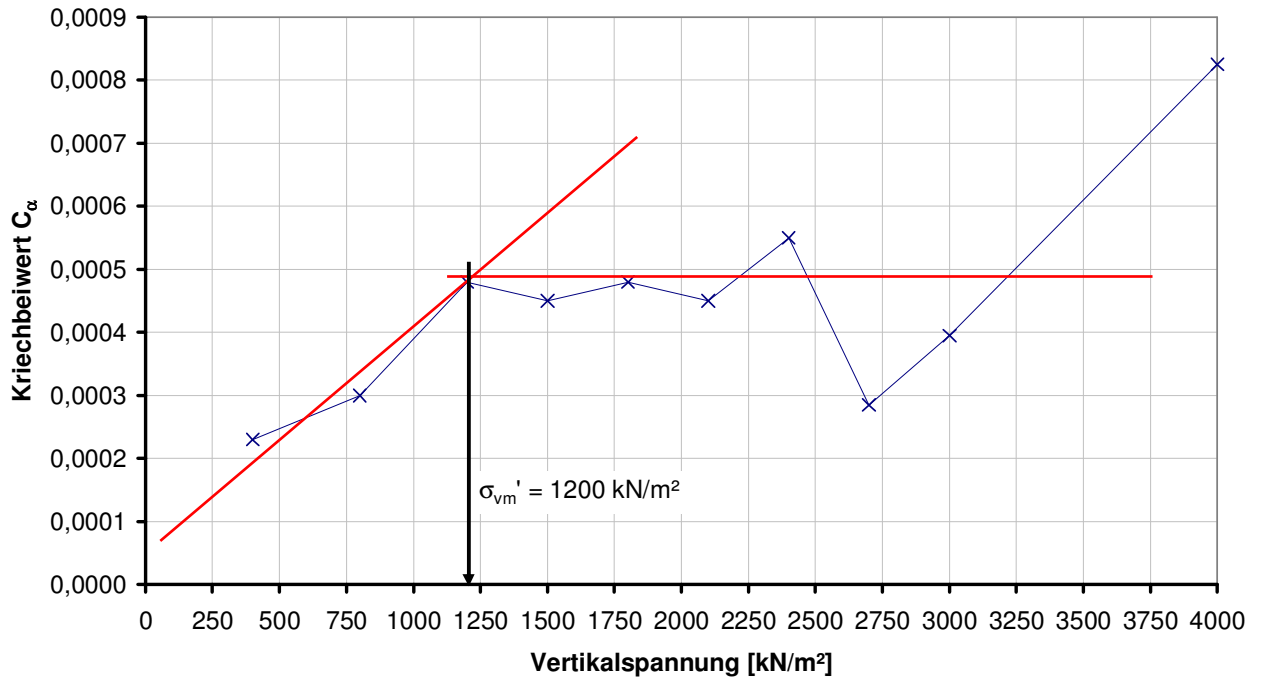
Versuch 04-b-60194



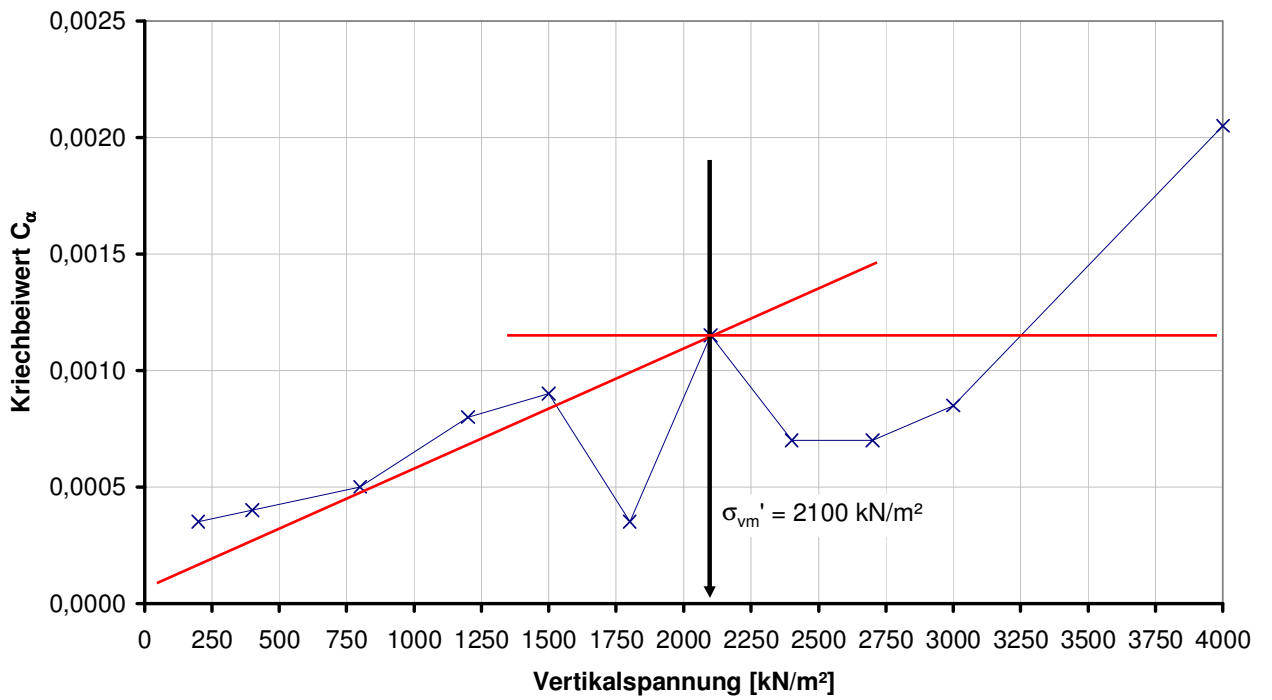
Versuch 05-60195



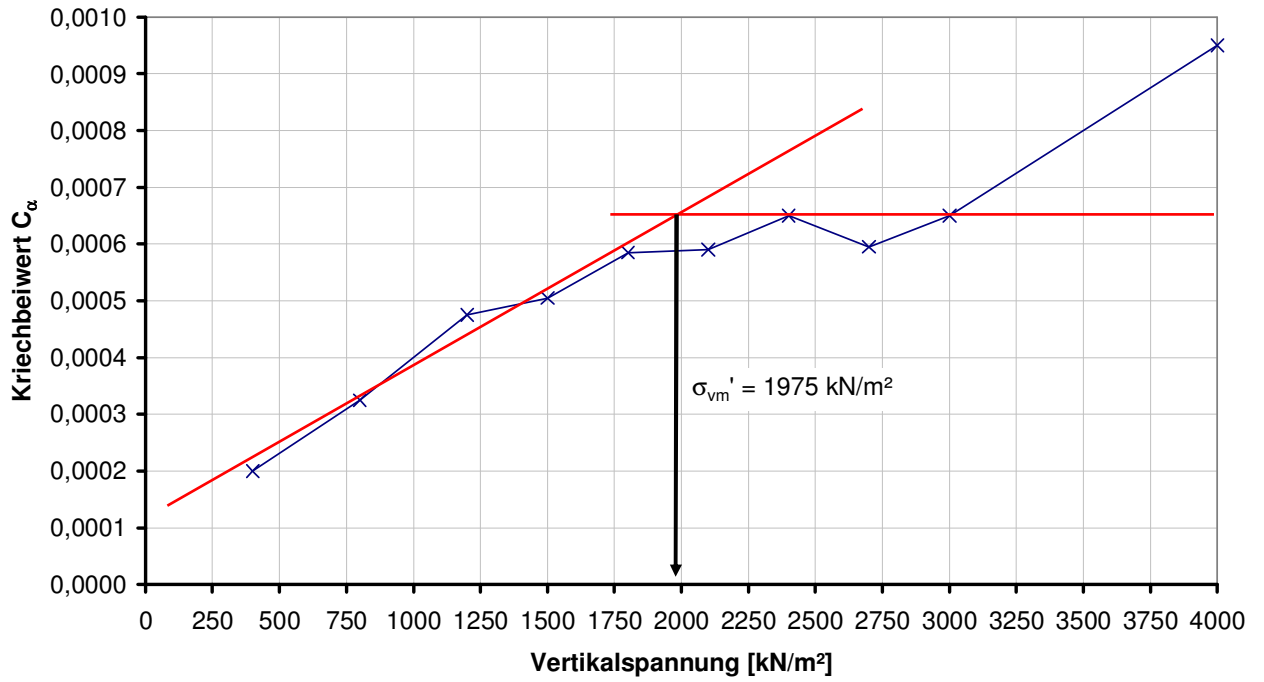
Versuch 06-60477



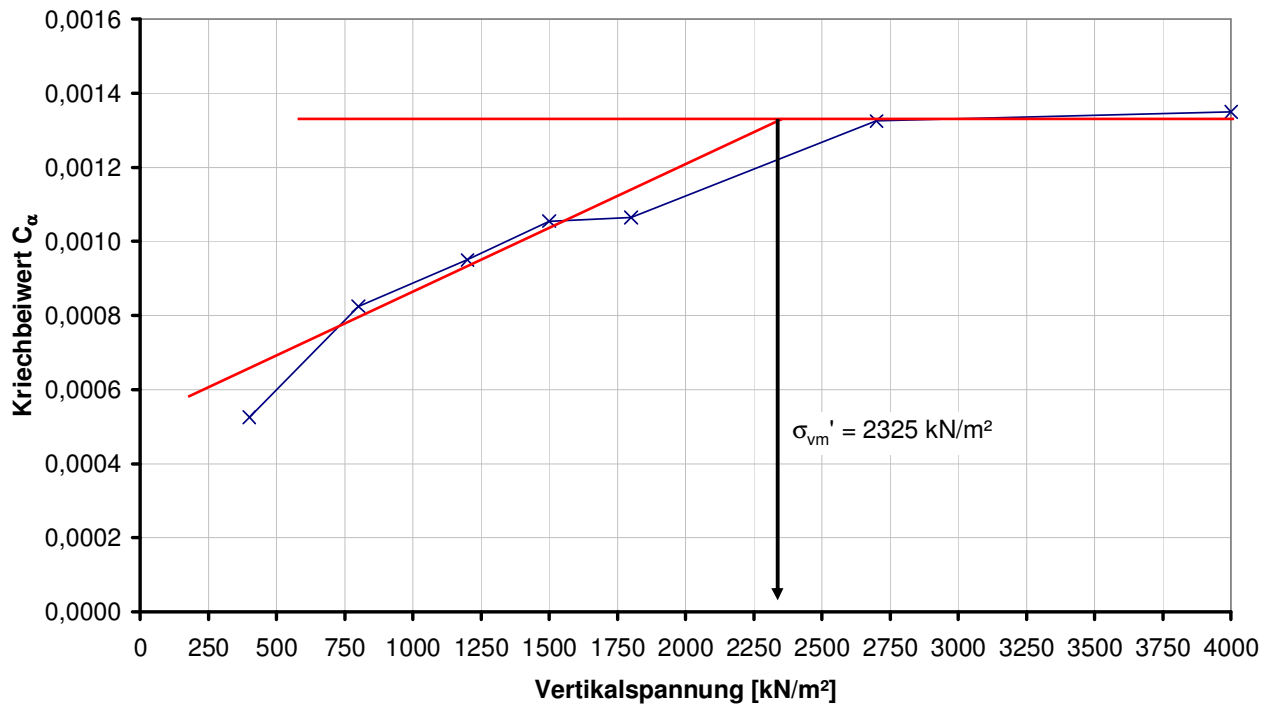
Versuch 07-60479



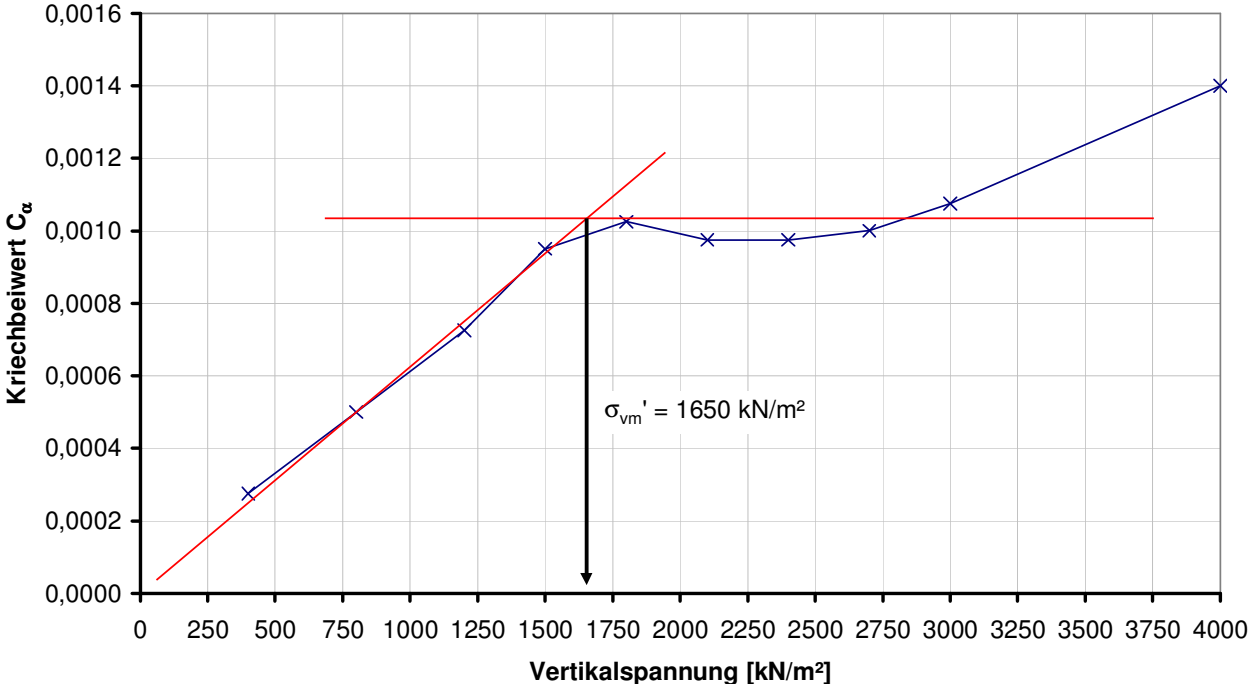
Versuch 08-60482



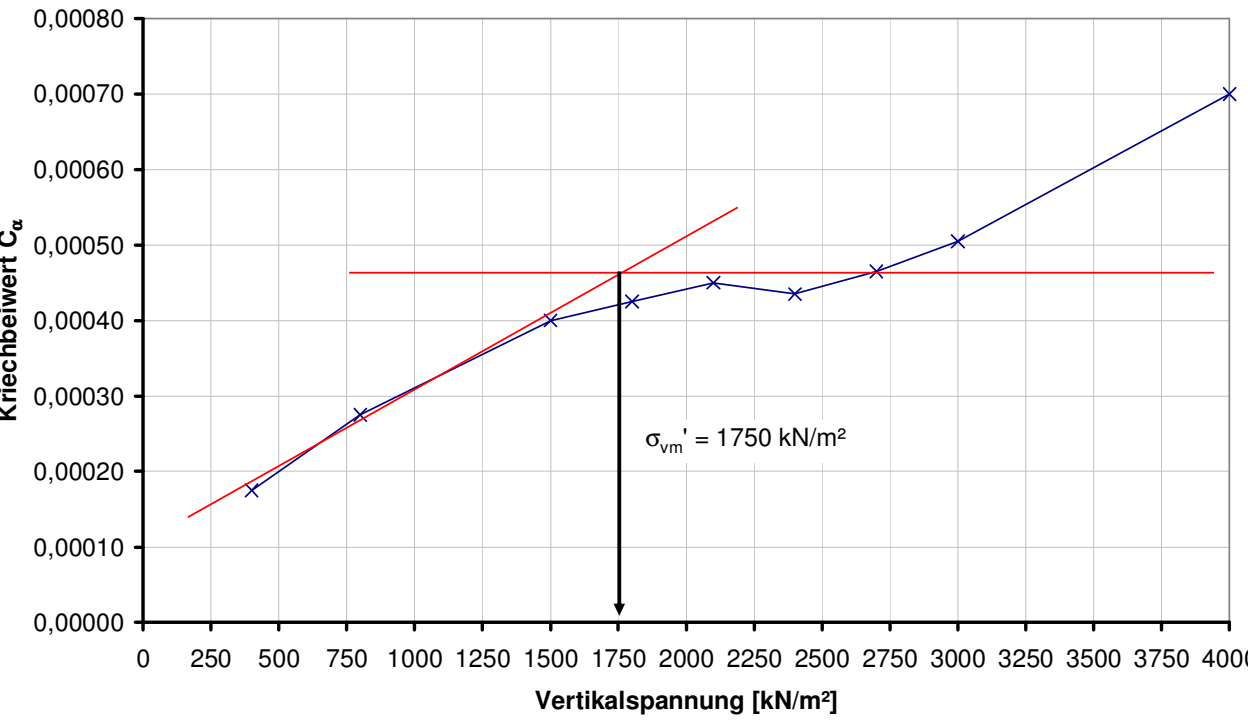
Versuch 09-60494



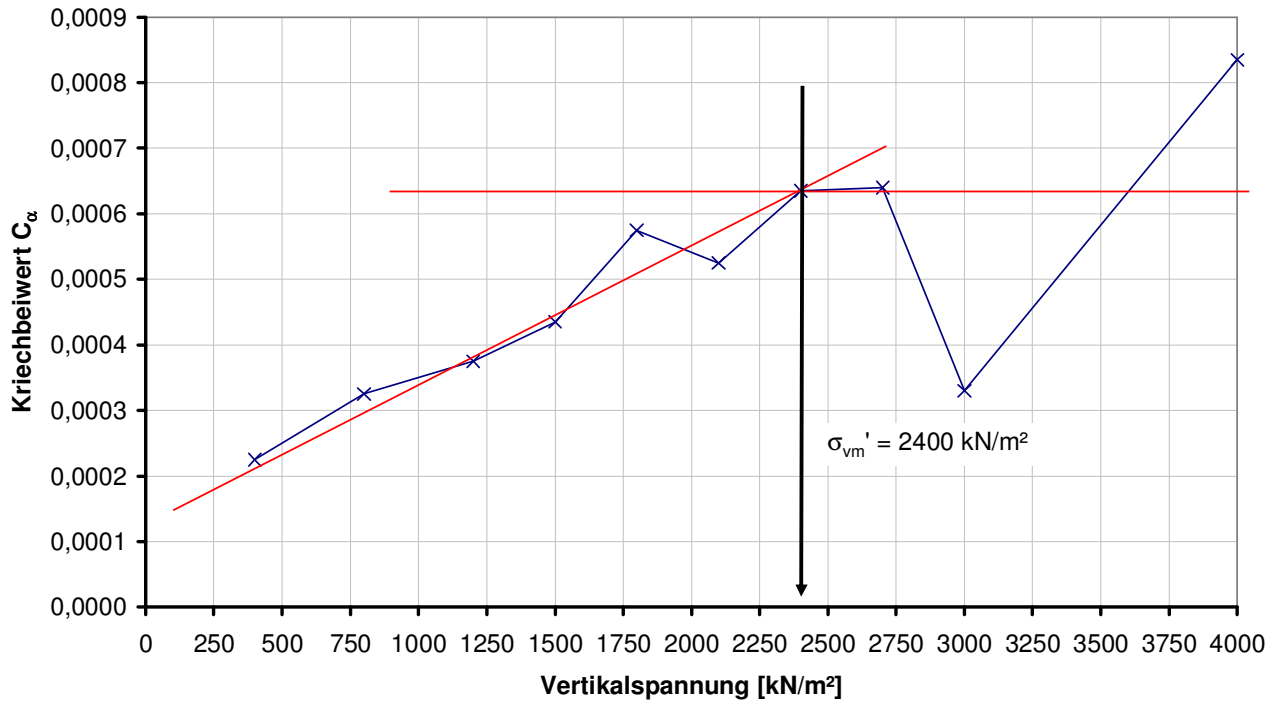
Versuch 10-62151



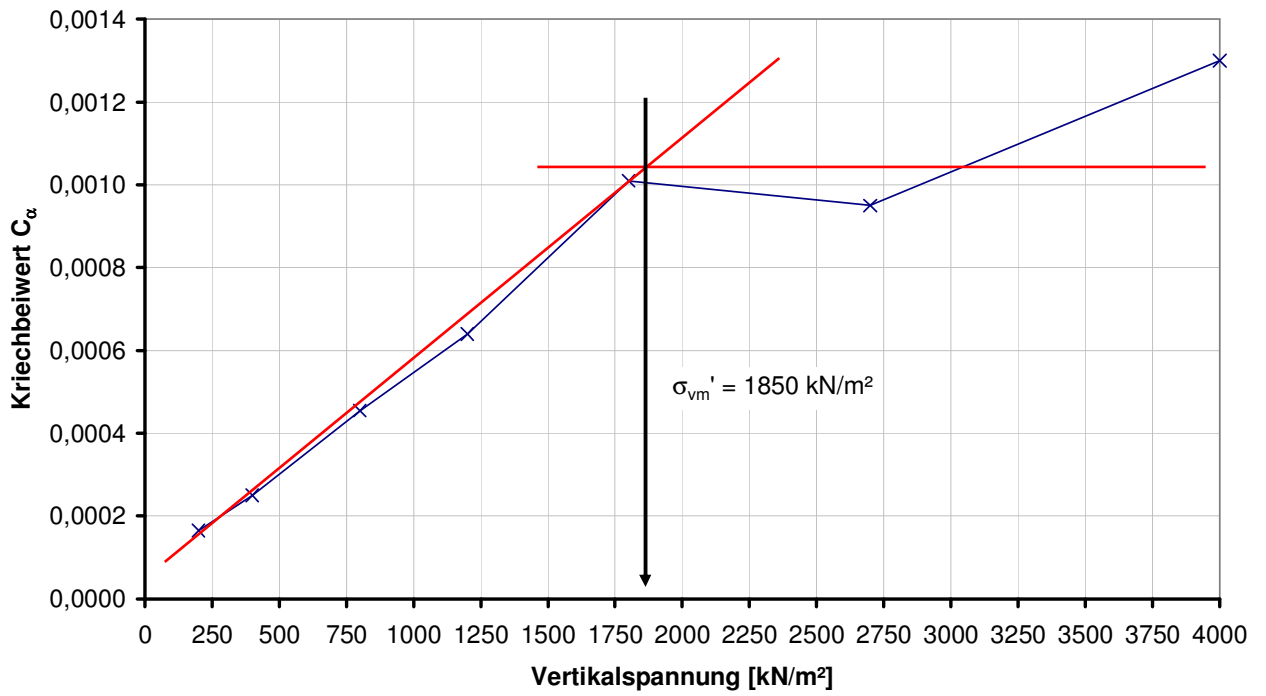
Versuch 16-61741



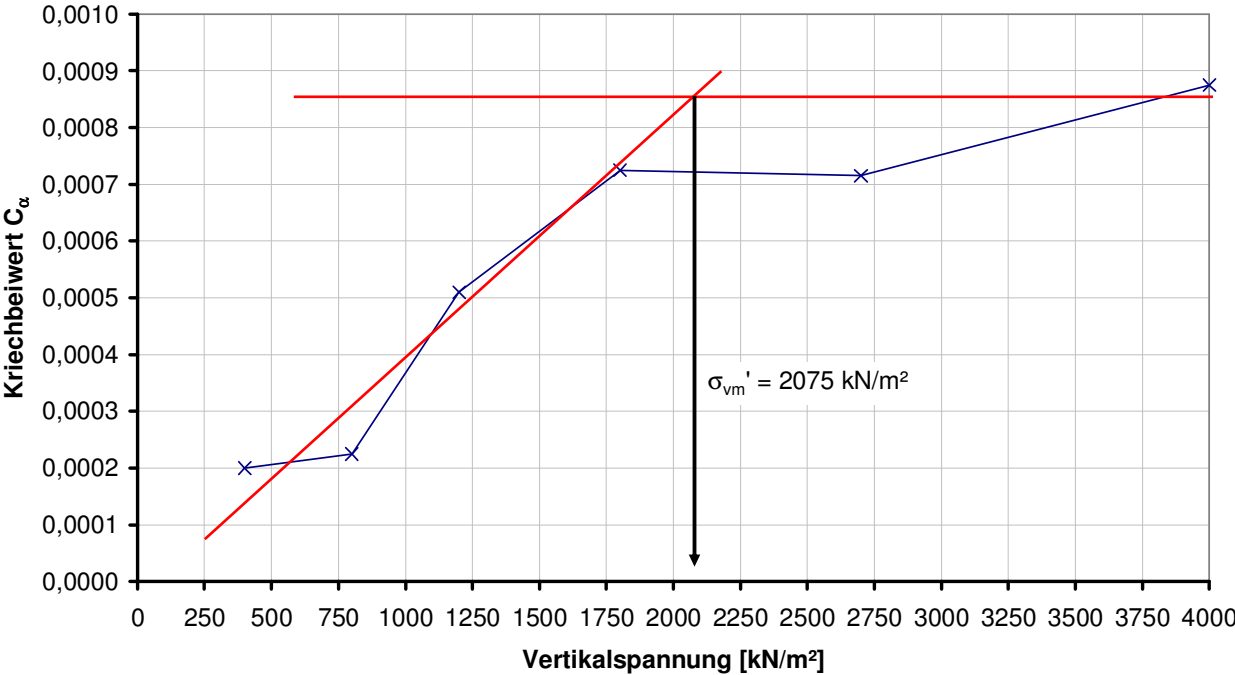
Versuch 17-62170



Versuch 19-a-60052

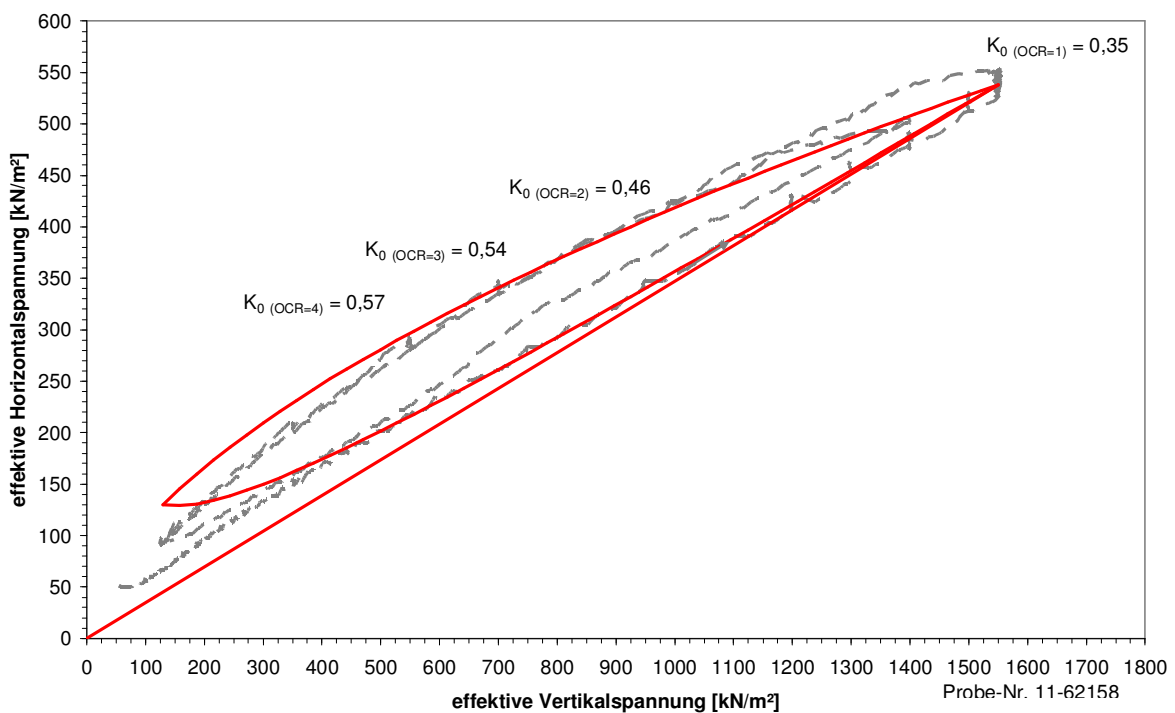
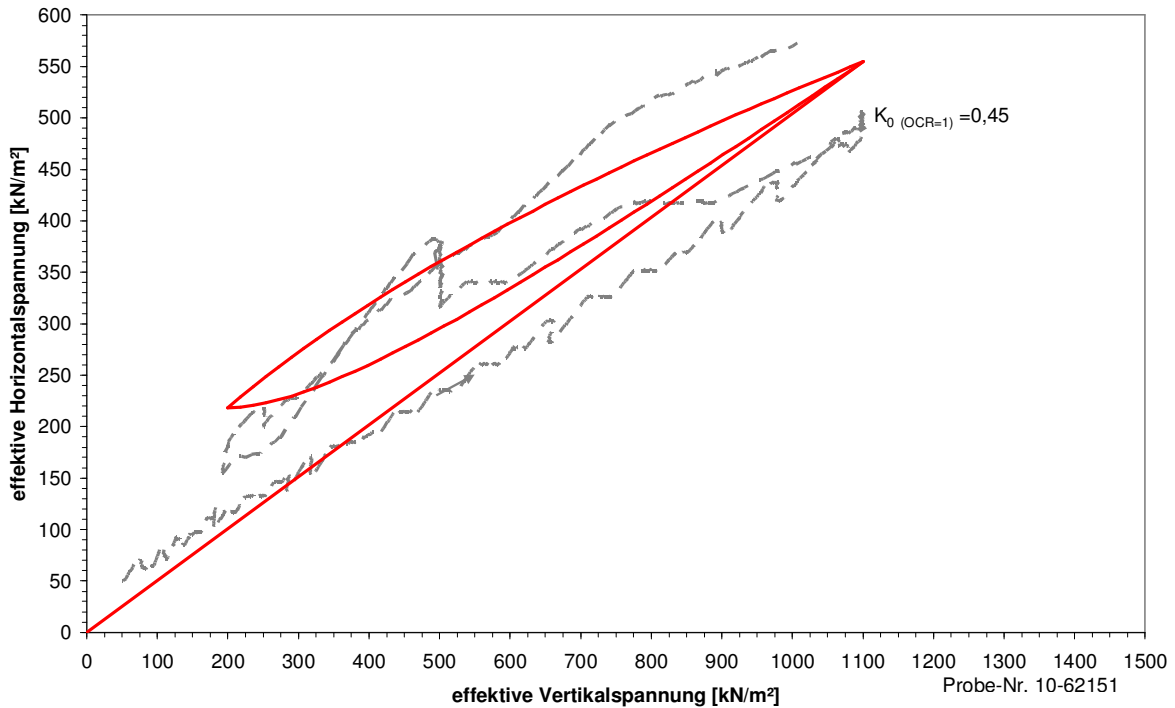


Versuch 19-b-60052

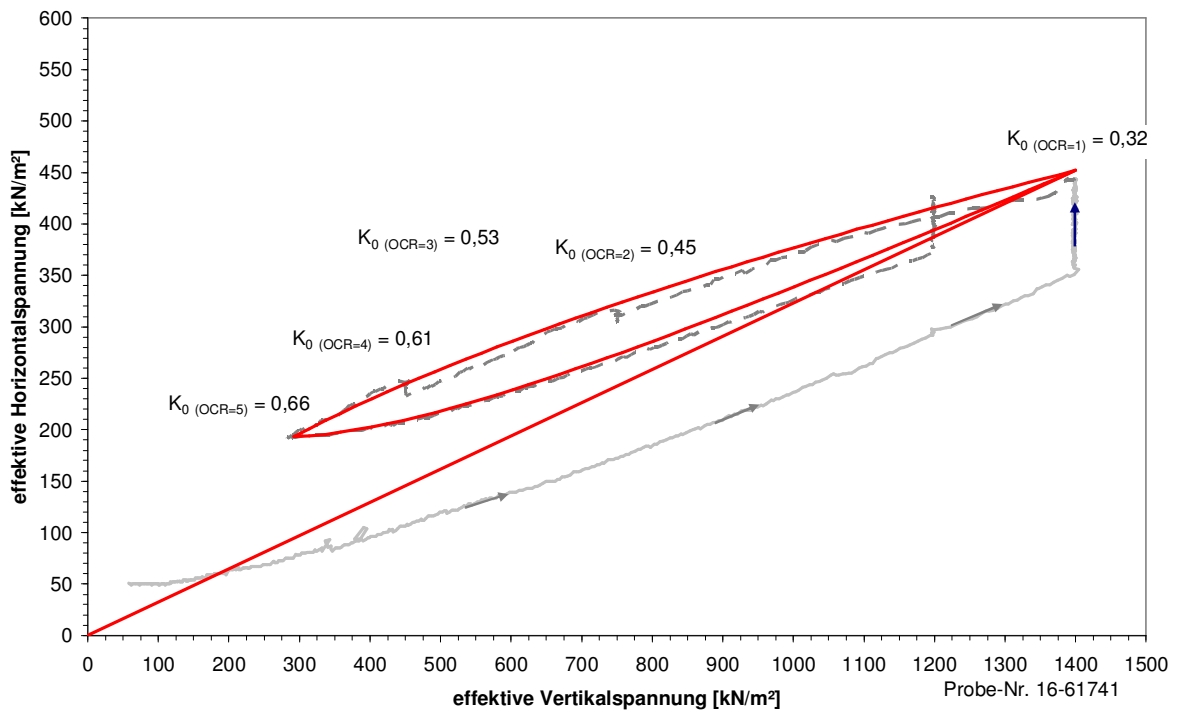
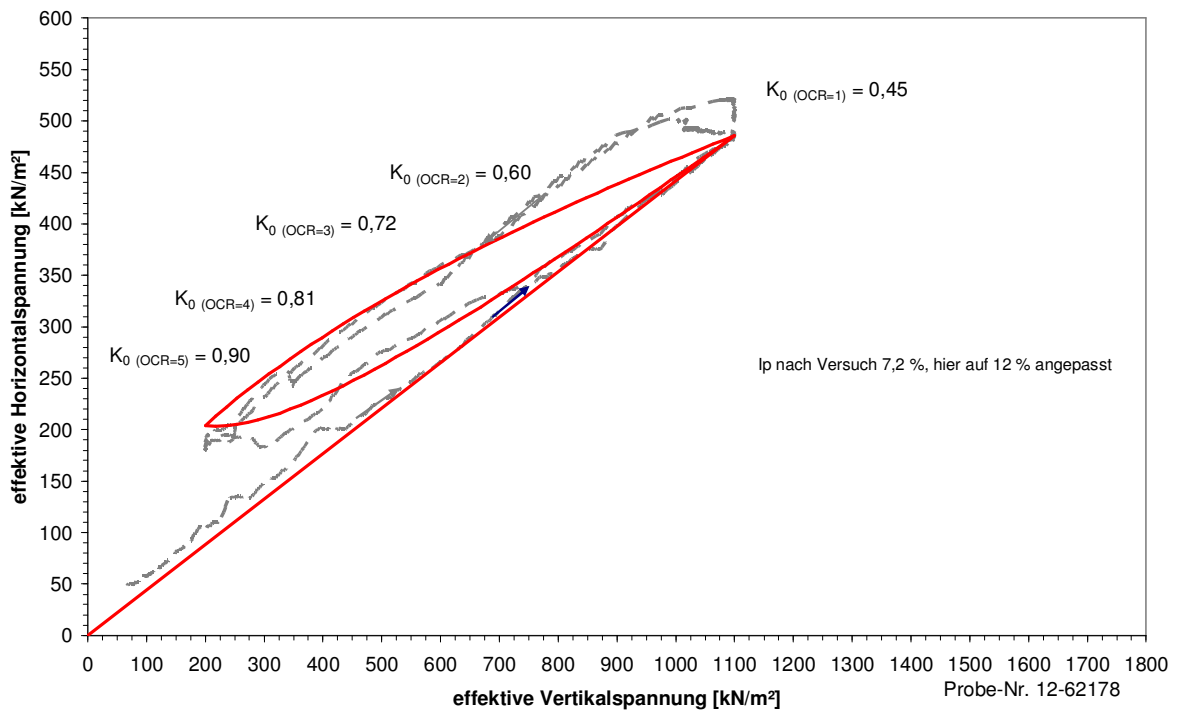


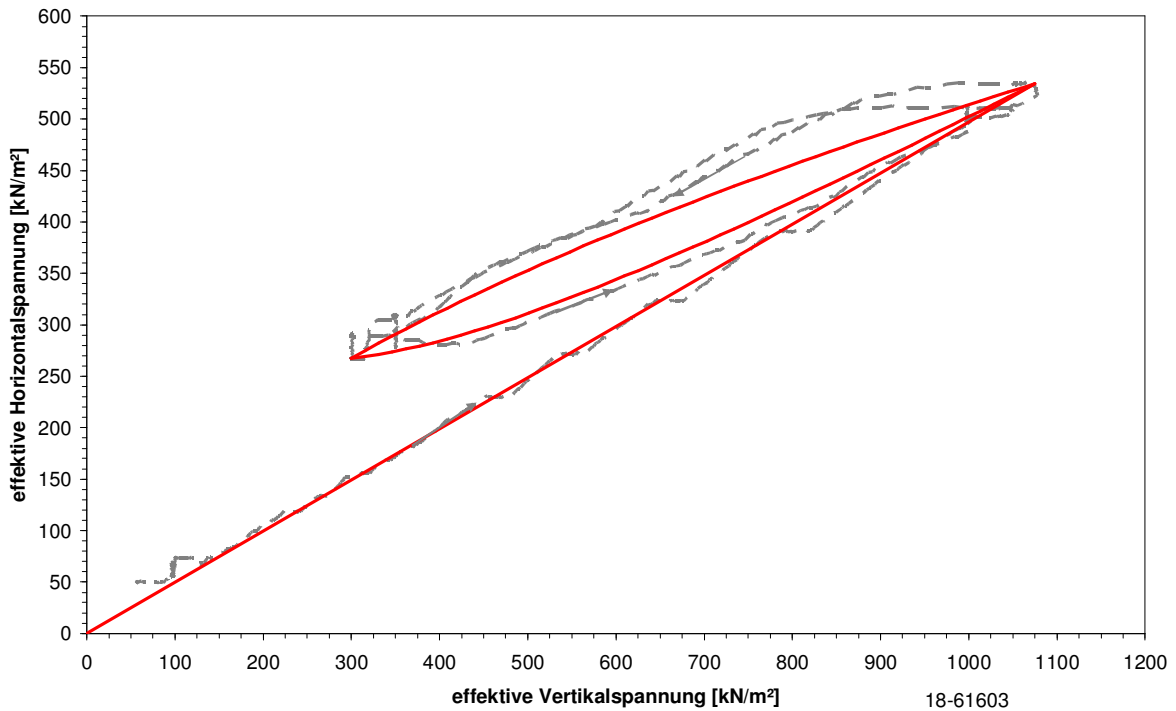
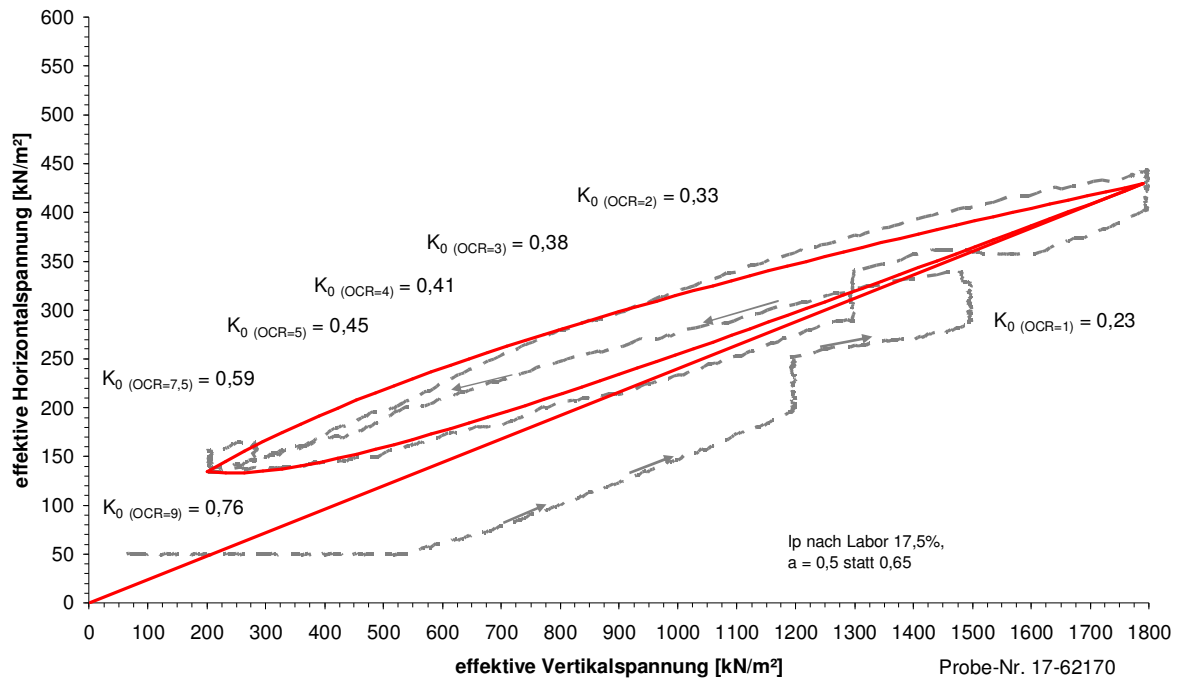
## A.2 Versuche zur Ermittlung des Seitendruckbeiwertes $K_{0(oc)}$ überkonsolidierter Böden

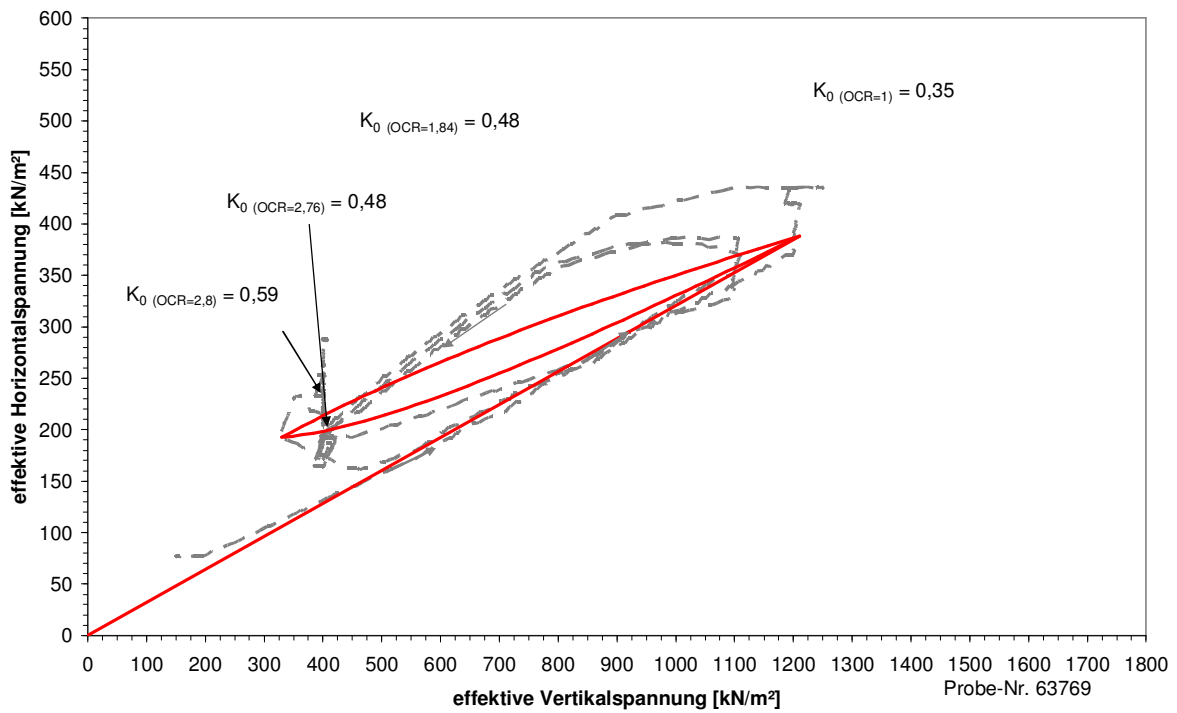
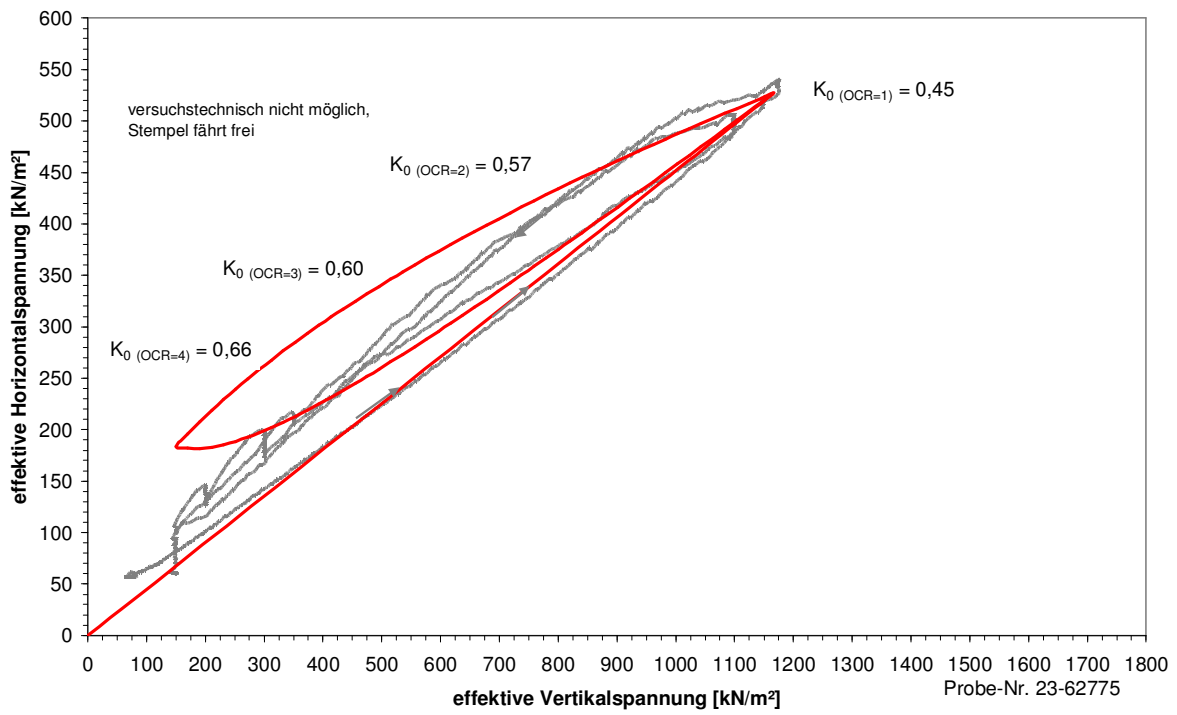
Anhang 3: Gegenüberstellung der Ergebnisse der  $K_0$ -Triaxialversuche (graue, gestrichelte Linie) mit den Berechnungsergebnissen unter Anwendung der Formel 5.3 (rote, durchgezogene Linie)











### A.3 Untersuchung des Mobilisierungsverhaltens des Reibungs- und Kohäsionsanteils nach SCHMERTMANN & OSTERBERG (1960)

Anhang 4:



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum Geotechnik

Anlage zu Blatt 1

**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2 CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Vorschubgeschwindigkeit: 0,0032 mm/min  
Stempeldurchmesser: 16 mm

Probekörper / Stufe		1	2	3	4	Dim.
Probendurchmesser	d	35,80	35,80	35,80	35,90	mm
Probenhöhe	h	89,93	88,89	88,74	89,12	mm
Entnahmetiefe	t	24,55	24,55	24,55	24,55	m
Korndichte	$\rho_s$	2,75	2,75	2,75	2,75	t/m <sup>3</sup>
Anfangswassergehalt	$w_a$	16,5	19,1	15,6	17,3	%
Endwassergehalt	$w_e$	18,1	19,5	19,3	20,7	%
Anfangsdichte	$\rho_d$	1,88	1,84	1,88	1,86	t/m <sup>3</sup>
Anfangsporenzahl	$e_a$	0,46	0,49	0,46	0,48	-
Vorkonsolidierungsspannung	$\sigma_m'$	500	500	500	500	kN/m <sup>2</sup>
Konsolidierungsspannung	$\sigma_c'$	100	200	300	400	kN/m <sup>2</sup>
Sättigungsdruck	$u_0$	500	500	500	500	kN/m <sup>2</sup>



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum Geotechnik

Blatt 2

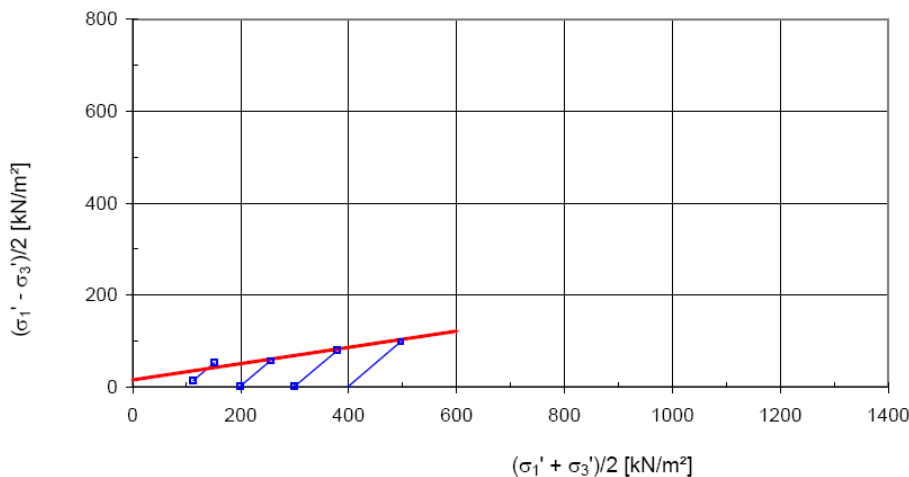
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2 CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\varphi' = 10,2$  [°]  
 $c' = 15,2$  [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha' = 10$  [°]  
 $b' = 15$  [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$





Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 3

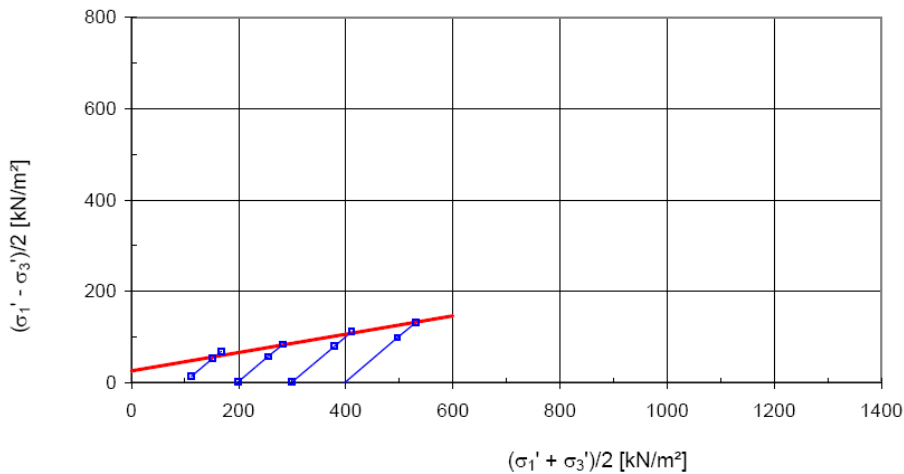
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\varphi'$  = 11,6 [°]  
 $c'$  = 25,5 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 11,4 [°]  
 $b'$  = 25 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 4

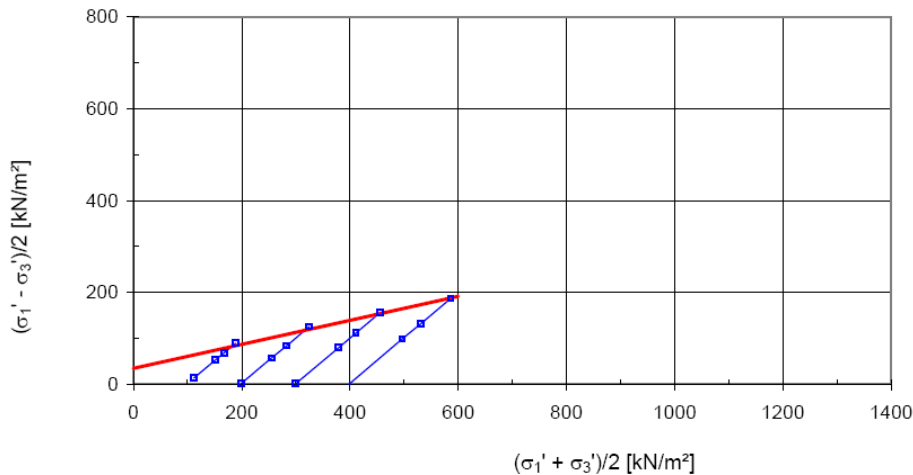
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\varphi'$  = 15,2 [°]  
 $c'$  = 35,2 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 14,7 [°]  
 $b'$  = 34 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 5

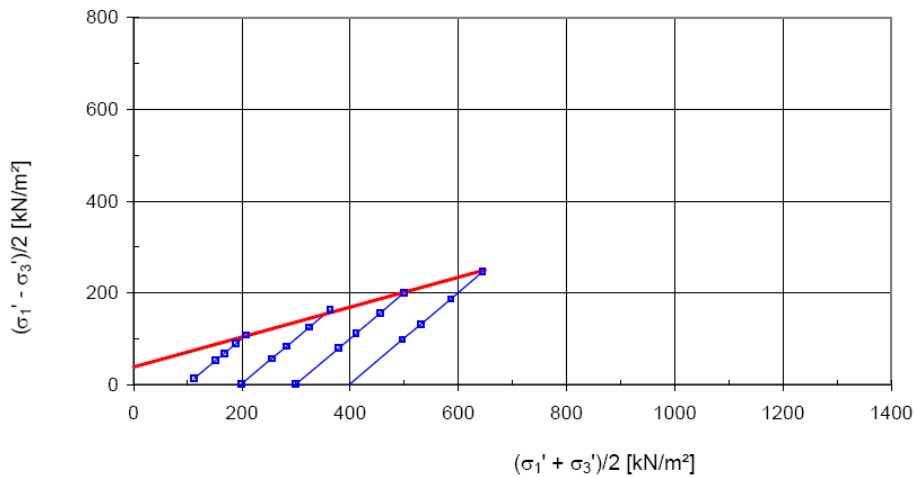
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\phi'$  = 19 [°]  
 $c'$  = 40,2 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 18,1 [°]  
 $b'$  = 38 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 6

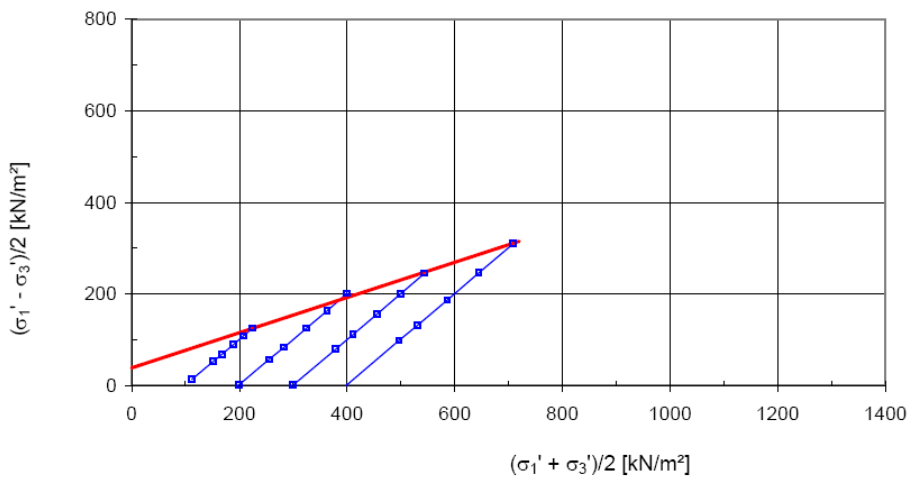
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\phi'$  = 22,6 [°]  
 $c'$  = 41,2 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 21 [°]  
 $b'$  = 38 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 7

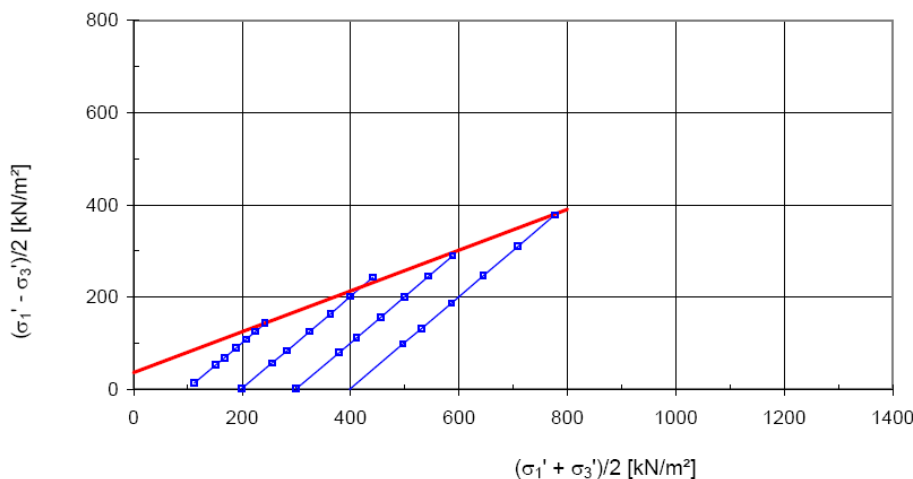
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\phi'$  = 26,3 [°]  
 $c'$  = 40,1 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 23,9 [°]  
 $b'$  = 36 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 8

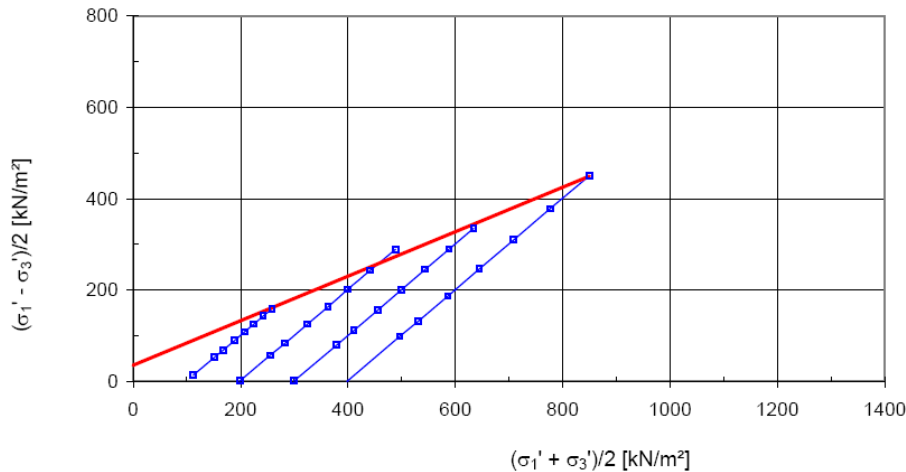
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\phi'$  = 29,1 [°]  
 $c'$  = 40,1 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 26 [°]  
 $b'$  = 35 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 9

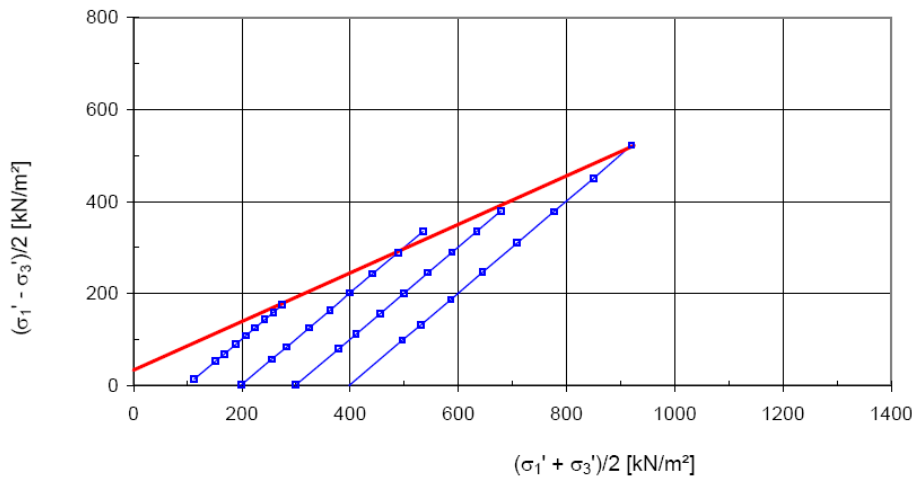
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\phi'$  = 31,9 [°]  
 $c'$  = 38,9 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 27,9 [°]  
 $b'$  = 33 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik,  
Felsmechanik und Tunnelbau  
Technische Universität München

Zentrum  
Geotechnik

Blatt 10

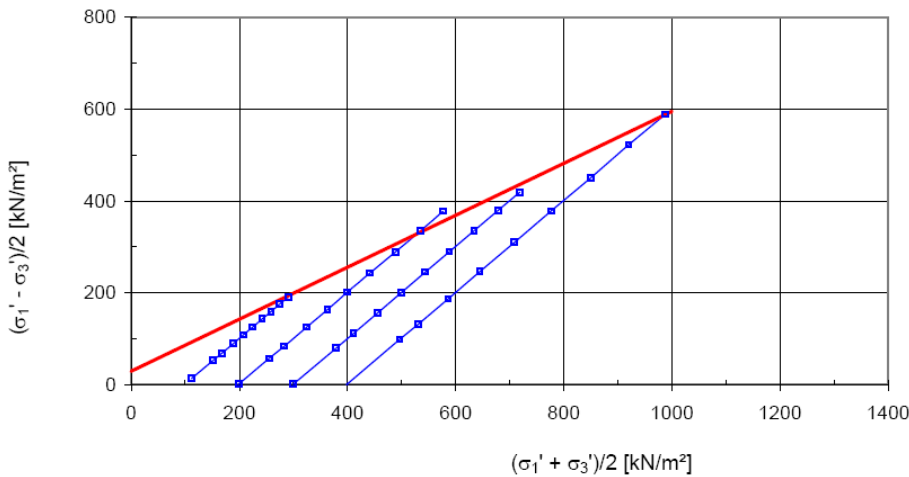
**Dreiaxialer Druckversuch nach DIN 18137 - Teil 2  
CD-Versuch**

Projekt: Münchener Tertiär  
Probe Nr.: 68259

Entnahmestelle:  
Entnahmetiefe: 24,55 m

**Ergebnis:**  
 $\phi'$  = 34,5 [°]  
 $c'$  = 35,2 [kN/m<sup>2</sup>]  
 $\alpha'$  = 29,5 [°]  
 $b'$  = 29 [kN/m<sup>2</sup>]

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}, \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \text{ - Diagramm}$$



München, den 01.02.2010



#### A.4 FE-Parameterstudie zur Bestimmung des Faktors $b$ der Mobilisierungsfunktion

Anhang 5: Gegenüberstellung der Ergebnisse der FE-Berechnungen und der Auswertung mit der Mobilisierungsfunktion nach Formel 6.3 für die in Abschnitt 8 behandelten Baugruben in Abhängigkeit der Referenzsteifigkeit  $E_{ur}^{ref}$

